

PREVISÃO DE ROCKBURST EM OBRAS SUBTERRÂNEAS

ANA SOFIA DE MONTEIRO PEIXOTO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Ribeiro e Sousa

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais, Irmão e Ivo

“A diferença entre o possível e o impossível está na vontade humana”

Louis Pasteur

AGRADECIMENTOS

Ao professor Doutor Luís Ribeiro e Sousa, a minha gratidão pelo incentivo, exigência, dedicação, paciência que demonstrou, sem juízos pré-concebidos e, apesar do seu Douto conhecimento e prestígio, nunca deixou de acreditar nas minhas capacidades.

Ao Engº Carlos Esteves pela sua disponibilidade, simpatia e pelos seus conhecimentos técnicos que não hesitou em partilhar.

Ao Engº Tiago Miranda, Prof Auxiliar na UM, o meu apreço pelo modo cordial como me recebeu, bem como pelas ideias pertinentes para o desenvolvimento do trabalho.

Ao Engº Francisco Ferreira Martins, Prof Associado na UM, por ter tido em momentos chave deste processo, um papel determinante.

Ao Prof. Xia-Ting Feng, Institute of Rock and Soil Mechanics em Wuahn, China a minha admiração e agradecimento por todo o apoio e colaboração prestados.

À Eng. Jia Xuena, Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering. Beijing, pelo apoio prestado.

Aos meus pais pelo carinho, paciência, incentivo e pelos diversos sacrifícios suportados e a quem devo tudo o que sou.

Ao meu irmão por toda a alegria transmitida nos momentos de maior agonia, nunca te esqueças que tens capacidades e qualidades superiores às necessárias para que a vida te sorria.

Ao Ivo, como “...me dissesse água”, o meu valor pelo companheirismo, sentido crítico e ajuda principalmente pelo entender da falta de atenção e tempo.

A todos os meus amigos, pelo apoio e ânimo que me deram ao longo deste processo.

RESUMO

Existem vários acidentes em túneis que tanto destabilizam a segurança como induzem ao atraso da obra, resultando em elevados custos e eventuais fatalidades. O Rockburst é um desses acontecimentos que subsiste numa violenta explosão de um determinado bloco causando, portanto, uma rotura brusca na rocha sendo bastante frequente em túneis de elevada profundidade. É preponderante o conhecimento do comportamento deste fenómeno de forma a ser possível utilizar medidas mitigadoras a aplicar.

Primeiramente procurou-se compreender o comportamento do maciço rochoso perante uma alteração do seu estado de tensão devido à escavação de uma abertura subterrânea. Para a elaboração de um túnel é preponderante uma análise detalhada do terreno em que se implementará e, como tal, referiram-se algumas classificações de sistemas que avaliam os parâmetros que caracterizam o maciço rochoso em que o túnel se insere. Foi ainda referido alguns dos fenómenos em túneis profundos averiguando a sua perigosidade.

Outros dos aspectos abordados é a completa definição de rockburst tendo sido desenvolvido os mecanismos que o constituem e alguns índices referidos por autores que permitem determinar a sua probabilidade de ocorrência. Este acontecimento induz um dano de altas proporções e como tal definiu-se os mecanismos de danos e de severidade de forma a ser possível descrever as principais medidas a aplicar no túnel.

A fim de assimilar as condições em que ocorre rockburst, foi elaborada uma base de dados com 62 casos com recurso ao software *Access*. A base de dados foi avaliada de forma a entender as possíveis condições que originam o rockburst. Foram ainda utilizadas técnicas de *Data Mining* com o objectivo de avaliar o relacionamento entre parâmetros utilizados na base de dados e para a obtenção de padrões de comportamento do maciço rochoso. Posteriormente, foi construído um diagrama de influência e uma Rede *Bayesiana* com o intuito de ser possível alcançar uma tomada de decisão e que contém as principais variáveis de entrada da base de dados e respectivas interacções.

Por fim foi elaborado um modelo 3D recorrendo ao software *FLAC3D* que desempenha, de forma aproximada, a acção dinâmica do fenómeno baseado num dos casos da base de dados. Para tal foi tido em conta a variação temporal da razão das tensões na fronteira de uma superfície esférica sob uma escavação de onde foi perceptível a consideração de dois casos díspares que permitem a caracterizam do rockburst com recurso ao modelo tridimensional. Os danos provocados pelo fenómeno referem-se a problemas que ocorrem ao nível do maciço rochoso circundante à abertura do túnel, bem como ao nível do sistema de suporte utilizado. Obtiveram-se os resultados para dois modelos considerados com o fenómeno comparando-os com um modelo elastoplástico sem rockburst e onde foi exequível uma completa análise do comportamento do suporte primário perante tais circunstâncias.

PALAVRAS-CHAVE: Rockburst, Base de dados, Obras Subterrâneas, Análise de Risco.

ABSTRACT

Many accidents in tunnels compromise the safety and often cause a delay in the working process with increase and magnify initial budgets and can cause eventual fatalities. Rockburst is characterized by a violent explosion of a certain block causing a sudden rupture in the rock and is quite common in high depth tunnels. It is critical the understanding of its behaviour and patterns of occurrence so it can be avoidable and/or manageable saving costs and possibly life's.

Firstly there was an effort to understand the behaviour of the rock mass after its tension state becomes altered by an excavation in a subterranean opening. For such excavation it is important a detailed analysis of the field and as referred previously, also the existence of system classifiers that evaluate the characterizing parameters of the massive rock upon the tunnel. It was also mentioned some of the phenomena in deep tunnels while looking up for its dangerousness.

Another documented aspect is the complete definition of rockburst and a fully developed explanation of the mechanisms that define it as well as some indexes referred by authors that allow the determination of its probability and occurrence. This case induces a high damage and for that it was defined mechanisms of damages and their severity in a way that it becomes possible to describe the main measures to apply to the tunnel.

With the goal to retain the typical conditions of rockburst, it was elaborated database with 62 cases using Access software. The database was validated in a way to further understand the possible conditions that trigger rockburst. It was also deployed Data Mining techniques aiming to evaluate and conclude relations between the parameters used in the database and to a pattern recognition of the rock mass. Later on it was built a diagram of influences and a Bayesian Network with the intent to reach a decision making guide that considers the main variables of database entrance and respective interactions.

Finally it was created a 3D model using FLAC3D software that designs in an approximate way all the action of the phenomena and its dynamics using one of database cases. It was accounted the temporal variation of the reasoning of the stresses in the frontier of a aspheric surface under an excavation where it was perceptible the considerations of two different cases that allow the characterization of the rockburst with the use of tridimensional model. The damages caused by rockburst refer to the occurring problems at the level of the rock mass around the opening of the tunnel, as well as at the level of the used support system. The results obtained for two models were considered along with the phenomena, comparing them to an elastoplastic model without rockburst, making a complete analysis of its behaviour in primary support under such conditions.

KEYWORDS: Rockburst, Database, Underground Works, Risk Analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
ÍNDICE DE QUADROS	xvi
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xviii

1. INTRODUÇÃO	1
2. TÚNEIS PROFUNDOS	3
2.1. GENERALIDADES	3
2.1.1. HISTÓRIA DA ESCAVAÇÃO EM TÚNEIS.....	3
2.1.1. TÚNEIS: DEFINIÇÃO E FUNCIONALIDADES	4
2.2. FENOMENOLOGIA ASSOCIADA ÀS OBRAS SUBTERRÂNEAS	6
2.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS	10
2.3.1. BREVE REVISÃO E DISCUSSÃO DO SISTEMA CLASSIFICATIVO	10
2.3.2. CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS BASEADO NOS PARÂMETROS DO MACIÇO ROCHOSO.....	11
2.3.2.1. Rock Quality Designation - RQD	11
2.3.2.2. Rock Structure Rating - RSR.....	12
2.3.2.3. Rock Mass Rating System - RMR	12
2.3.2.4. Sistema de Índice Q	13
2.3.2.4. Rock Mass Index - RMI	13
2.3.2.5. Geological Strength Index - GSI.....	14
2.4. FENÓMENOS EM TÚNEIS PROFUNDOS	16
2.4.1. SQUEEZING E SWEELLING.....	16
2.4.2. SPALLING	17
2.4.3. ROCKBURST	19
3. OCORRÊNCIA DE ROCKBURST	21
3.1. INÍCIO DE ROCKBURST	21
3.2. MECANISMOS DE ROCKBURST	23
3.3. DANOS DEVIDOS AO ROCKBURST	27
3.3.1. MECANISMO DE DANOS DE ROCKBURST	27

3.3.2. MECANISMO DE SEVERIDADE DE DANOS DE ROCKBURST	28
3.4. SUPORTE E REFORÇO DO MACIÇO ROCHOSO	29
3.4.1. FUNÇÕES DO SUPORTE	29
3.4.2. REFORÇO E FIXAÇÃO/FUNÇÃO DE ENERGIA DISSIPADA COM RECURSO A PREGAGENS	31
3.4.3. COMPONENTES DO SISTEMA DE RETENÇÃO	32
3.4.4. SISTEMA DE INTEGRAÇÃO	33
4. CONSTRUÇÃO DE UMA BASE DE DADOS DE ROCKBURST E APLICAÇÃO DE TÉCNICAS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL	35
4.1. INTRODUÇÃO	35
4.2. CONSTRUÇÃO DE UMA BASE DE DADOS DE ROCKBURST	36
4.2.1. COLEÇÃO DE DADOS	36
4.2.2. ESTRUTURA DA BASE DE DADOS	37
4.3. ANÁLISE DE DADOS	40
4.4. CLASSIFICAÇÃO DO ROCKBURST	43
4.5. DATA MINING	45
4.5.1. METODOLOGIAS	45
4.5.2. MODELOS E TÉCNICAS	47
4.5.2.1. Árvores de Decisão (AD)	47
4.5.2.2. K-Vizinhos Próximos (K-VP)	47
4.5.2.3. Redes Neurais Artificiais (RNA)	48
4.5.2.4. Máquinas de Vectors de Suporte (MVS)	49
4.5.3. APLICAÇÃO DO PROCESSO DE DATA MINING	49
4.5.4. CONCLUSÕES	58
4.6. DIAGRAMA DE INFLUÊNCIA E REDES BAYESIANAS	59
5. ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DE ROCKBURST	63
5.1. INTRODUÇÃO	63
5.2. ANÁLISE DO EFEITO DINÂMICO DE ROCKBURST	63
5.2.1. CONSEQUÊNCIA DA ESCAVAÇÃO RELATIVAMENTE À ALTERAÇÃO DA ENERGIA	63
5.2.2. TENSÕES HIDROSTÁTICAS NUMA CAVIDADE ESFÉRICA	65
5.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS DESENVOLVIDOS	68
5.3.1. CARACTERÍSTICAS NUMÉRICAS DO MODELO	68
5.3.1.1. Software utilizado	68

5.3.1.2. Descrição do modelo.....	68
5.3.2. VALIDAÇÃO DO MODELO PARA UMA SITUAÇÃO ELÁSTICA	70
5.3.2.1. Características Numéricas para o modelo elástico hidrostático	70
5.3.2.2. Resultados do modelo elástico hidrostático	72
5.3.2.3. Comparação dos resultados segundo uma análise numérica e analítica.....	75
5.3.3. CARACTERÍSTICAS DO MODELO DE ROCKBURST	77
5.4. RESULTADOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA PARA O EFEITO DE ROCKBURST.....	81
5.4.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	81
5.4.1.1. Resultados do modelo para o maciço rochoso sem ocorrência de rockburst.....	81
5.4.1.2. Resultados do modelo para o maciço rochoso com ocorrência de rockburst.....	84
5.4.1.3. Resultados do modelo para o suporte utilizado sem ocorrência de rockburst.....	90
5.4.1.4. Resultados do modelo para o suporte utilizado com ocorrência de rockburst.....	92
5.4.2. ANÁLISE E CONCLUSÃO DOS RESULTADOS	99
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E PROJECTOS FUTUROS.....	101
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
6.2. PROJECTOS FUTUROS.....	102
Bibliografia.....	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Aqueduto de Eupalinos construído na ilha grega de Samos com 1036 m de comprimento datado do século VI a.C.....	3
Fig.2.2 – Domínio do uso do espaço subterrâneo.....	5
Fig.2.3 – Zona de maciço envolvendo o volume perturbado pela abertura do túnel	6
Fig.2.4 – Variações dos deslocamentos nas secções transversais.....	7
Fig.2.5 – Variações dos deslocamentos na secção longitudinal	7
Fig.2.6 - Variação das tensões nas secções transversais.....	7
Fig.2.7 - Curvas características de maciços.....	8
Fig.2.8 - Curvas características de maciços no tecto e na soleira do túnel.....	9
Fig.2.9 - Aplicação do conceito de curvas características a túneis em rocha	9
Fig.2.10 - Gráfico do sistema de GSI	15
Fig.2.11 - Exemplo de <i>spalling</i> nas paredes laterais.....	17
Fig.2.12 - <i>Spalling</i> de uma parede lateral numa mina de urânio a uma profundidade de 1500m.....	18
Fig.2.13 - <i>Spalling</i> do tecto e da parede lateral direita de uma abertura com uma rocha altamente tensionada.....	18
Fig.2.14 - Caso de rockbursts consecutivos no empreendimento Hidroeléctrico de Jinping II	19
Fig.3.1 – Ocorrência de rockburst no Empreendimento Hidroeléctrico de Jinping II	22
Fig.3.2 – Rockburst no coroamento de um túnel hidráulico na Coreia do Sul	22
Fig.3.3 - Modelo de evolução do estado de tensão (estado de tensão antes da escavação do lado esquerdo e estado da tensão rockburst depois da escavação do lado direito)	24
Fig.3.4 - Divisão de zonas para diferentes rockbursts.....	26
Fig.3.5 - Uso do Índice de Vulnerabilidade de rockburst para estimar a probabilidade da ocorrência do rockburst em toda a area do tunel bem como o volume envolvido em cada caso	27
Fig.3.6 - Queda de rocha induzida sismicamente	27
Fig.3.7 - Fracturação devido à expansão do maciço rochoso	28
Fig.3.8 - Explosão da rocha.....	28
Fig.3.9 - Níveis de severidade de danos de rockburst	29
Fig.3.10 - Três funções primárias de elementos de suporte	30
Fig.3.11 - Vista ao longo das operações de extracção visualizando as tensões de fracturação induzidas em torno da escavação e a estabilização efectiva da rocha fracturada utilizando as pregagens	31
Fig.3.12- Tipo de Pregagens com as características carga-deslocamento	32
Fig.4.1 - Relações entre as secções consideradas na base de dados.....	38

Fig.4.2 - Distribuição de casos mediante a funcionalidade do túnel	39
Fig.4.3 - Distribuição dos casos através do tipo de construção do túnel	39
Fig.4.4 - Distribuição dos casos mediante a forma do túnel	40
Fig.4.5 - Distribuição dos casos mediante o tipo de acidente.....	40
Fig.4.6 - Distribuição dos casos mediante o tipo de suporte primário	41
Fig.4.7 - Distribuição dos casos mediante danos nos equipamentos	41
Fig.4.8 - Distribuição dos casos mediante a forma do rockburst	42
Fig.4.9 - Orientação de rockburst segundo o sentido horário	42
Fig.4.10 - Distribuição dos casos mediante a orientação do rockburst.....	43
Fig.4.11 - Distribuição dos casos mediante o tipo de rockburst	44
Fig.4.12 - Estados do processo de CRISP-DM	46
Fig.4.13 - Estado da metodologia de SEMMA.....	46
Fig.4.14 - Exemplo de uma árvore de decisão	47
Fig.4.15 - K-Vizinhos Próximos	48
Fig.4.16 – Neurónio humano	48
Fig.4.17 – Perceptrão Multi-Camada.....	49
Fig.4.18 – Exemplo de uma transformação recorrendo à técnica de Máquinas de Vectores de Suporte.....	49
Fig.4.19 – Comparação das acuidades para as diferentes técnicas propostas segundo a respectiva fase de teste	54
Fig.4.20 – Importância das variáveis relativas à técnica de K-Vizinhos Próximos	57
Fig.4.21 – Importância das variáveis relativas à técnica de Redes Neurais Artificiais.....	57
Fig.4.22 – Importância das variáveis relativa à técnica de Árvores de Decisão	58
Fig.4.23 – Importância das variáveis relativa à técnica de Máquinas Vectores de Suporte	58
Fig.4.24 – Diagrama de Influência de rockburst	60
Fig.4.25 – Rede Bayesina de Rockburst	61
Fig.5.1 – a) Pré-escavação, b) Pós-escavação, estado estático no meio sujeito a tensões a 2D	64
Fig.5.2 – c), d) balanço da libertação e armazenamento da energia estática	64
Fig.5.3 – Secção diametral através de uma esfera submetida a tensões hidrostáticas	66
Fig.5.4 – Variação temporal das tensões na fronteira em torno da cavidade esférica subitamente escavada sob condições de tensões hidrostáticas.....	67
Fig.5.5 – Malha gerada do modelo em estudo	69
Fig.5.6 – Deformação radial no tecto e da zona inferior do tunel com o avanço da frente de escavação	71
Fig.5.7 – Modelo elástico após escavação sequencial.....	71

Fig.5.8 – Modelo hidrostático	72
Fig.5.9 – Deslocamentos para o modelo elástico hidrostático.....	73
Fig.5.10 – Vectores deslocamentos numa secção transversal para o modelo elástico hidrostático	73
Fig.5.11 – Tensões principais mínimas do modelo elástico hidrostático	74
Fig.5.12 – Tensões principais máximas no modelo elástico hidrostático	74
Fig.5.13 – Deslocamentos obtidos pela análise analítica e numérica	76
Fig.5.14 – Tensões radiais e perimetrais obtidas pela análise analítica e numérica	77
Fig.5.15 – Modelo elástico com suporte primário	79
Fig.5.16 – Bloco instável devido à ocorrência de rockburst	79
Fig.5.17 – Carga aplicada para o efeito dinâmico de rockburst com o factor multiplicativo de 1,0	80
Fig.5.18 – Carga aplicada para o efeito dinâmico de rockburst com o factor multiplicativo de 1,2	81
Fig.5.19 – Vector deslocamento do maciço rochoso para o modelo elástico plástico sem a ocorrência de rockburst.....	82
Fig.5.20 – Gama de valores dos deslocamentos do maciço rochoso para o modelo elástico plástico sem ocorrência de rockburst	82
Fig.5.21 – Tensões principais mínimas (σ_1) do maciço rochoso para o modelo elástico plástico sem ocorrência de rockburst	83
Fig.5.22 – Tensões principais máximas (σ_3) do maciço rochoso para o modelo elástico plástico sem ocorrência de rockburst.....	83
Fig.5.23 – Zonas de rotura do maciço rochoso para o modelo elastoplástico.....	84
Fig.5.24 – Vector deslocamento do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,0.....	85
Fig.5.25 – Gama de valores dos deslocamentos do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,0.....	86
Fig.5.26 – Tensões principais mínimas (σ_1) do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,0.....	87
Fig.5.27 – Tensões principais máximas (σ_3) do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,0.....	87
Fig.5.28 – Vector deslocamento do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,2.....	88
Fig.5.29 – Gama de valores dos deslocamentos do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,2.....	89
Fig.5.30 – Tensões principais mínimas (σ_1) do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,2.....	90
Fig.5.31 – Tensões principais máximas (σ_3) do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,2.....	90
Fig.5.32 – Vectores deslocamento ao nível do suporte primário para o modelo elastoplástico	91

Fig.5.33 – Gama de valores dos deslocamentos ao nível do suporte primário no modelo elastoplástico	92
Fig.5.34 – Tensões principais mínimas (σ_1) no suporte primário para o modelo elastoplástico	93
Fig.5.35 – Tensões principais máximas (σ_3) no suporte primário para o modelo elastoplástico	93
Fig.5.36 – Vectores deslocamento ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1	94
Fig.5.37 – Gama de valores dos deslocamentos ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,0.....	95
Fig.5.38 – Tensões principais mínimas (σ_1) no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,0.....	96
Fig.5.39 – Tensões principais máximas (σ_3) no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,0.....	96
Fig.5.40 – Vectores deslocamento ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2.....	97
Fig.5.41 – Gama de valores dos deslocamentos ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2.....	98
Fig.5.42 – Tensões principais mínimas (σ_1) no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2.....	99
Fig.5.43 – Tensões principais máximas (σ_3) no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2	99

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Classificação de rockbursts em Jinping II e as respectivas características	24
Quadro 4.1 – Classificação de Rockburst	44
Quadro 4.2 – Grupos criados	50
Quadro 4.3 – Parâmetros usados na base de dados de treino do Grupo 1	51
Quadro 4.4 – Parâmetros usados na base de dados de teste do Grupo 1	51
Quadro 4.5 – Parâmetros usados na base de dados de treino do Grupo 2	52
Quadro 4.6 – Parâmetros usados na base de dados de teste do Grupo 2	52
Quadro 4.7 – Parâmetros usados na base de dados de treino do Grupo 3	53
Quadro 4.8 – Parâmetros usados na base de dados de teste no Grupo 3	53
Quadro 4.9 – Acuidade para os grupos de dados	54
Quadro 4.10 – Importância das variáveis de entrada para o Grupo 1	55
Quadro 4.11 – Importância das variáveis de entrada para o Grupo 2	55
Quadro 4.12 – Importância das variáveis de entrada para o Grupo 3	56
Quadro 5.1 – Parâmetros que caracterizam o estado de tensão instalada no maciço rochoso	70
Quadro 5.2 – Parâmetros que caracterizam o material do modelo elástico	70
Quadro 5.3 – Parâmetros que caracterizam o modelo de Mohr-Coulomb	78
Quadro 5.4 – Parâmetros que caracterizam o suporte primário	78

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

3D – Três dimensões

a – Raio do túnel (m)

AD – Árvores de Decisão

c' – Coesão

C_p – Velocidade da onda longitudinal (m/s)

CRISP-DM – Cross-Industry Standard Process for Data Mining

D&B – Drill and Blast

DM – Data Mining

E - Módulo de elasticidade [GPa]

FLAC3D – Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3Dimensions

G – Módulo de distorção (GPa)

GSI – Geological Strength Index

IA – Inteligência Artificial

K – Razão entre a tensão horizontal e vertical

K-VP – K-Vizinhos Próximos

MVS – Máquinas de Vetores de Suporte

NATM – New Austrian Tunneling Method

P_i – Pressão hidroestática (MPa)

p_{xx} – Pressão segundo a direção x (MPa)

p_{yy} – Pressão segundo a direção y (MPa)

Q – Q-System Index

r – Distância radial (m)

RMI – Rock Mass Index

RMR – Rock Mass Rating System

RNA – Redes Neurais Artificiais

RQD – Rock Quality Designation

RSR – Rock Structure Rating

SEMMA – Sample, Explore, Modify, Model, and Assess

TBM – Tunnel Boring Machine

t_x – Tensões segundo x (MPa)

t_y – Tensões segundo y (MPa)

W_1 - Trabalho na superfície de escavação

W_2 – Trabalho na superfície S_R

W_e – Excesso de energia na superfície de escavação

W_f – Energia da fracturação

W_r – Energia libertada durante a escavação

γ – Peso Volúmico (KN/m³)

ΔW_s – Aumento da energia estática

μ – Deslocamento (m)

ν – Coeficiente de Poisson

σ_h – Tensão Horizontal (MPa)

σ_θ – Tensão perimetral (MPa)

σ_r – Tensão radial (MPa)

σ_v – Tensão Vertical (MPa)

ϕ – Ângulo de atrito (°)

1

INTRODUÇÃO

Apesar de todos os avanços em termos Tecnológicos da Engenharia podem ocorrer acidentes sendo esta observância inegável para qualquer área da Engenharia. Com o aumento significativo de obras subterrâneas em todo o mundo tem havido uma especial atenção com os acidentes passíveis de ocorrer, pondo em risco os trabalhadores e a exequibilidade da obra. Vários factores têm sido citados como adjuvantes no aumento de acidentes em túneis, dos quais se destacam a falta de mão-de-obra especializada, ameaças inerentes a obras subterrâneas não devidamente identificadas e controladas, confiança excessiva em alguns métodos construtivos ou em certos ambientes, condições contratuais unilaterais e cronogramas apertados, impostos pelos proprietários e ainda mais reduzidos orçamentos devido à inevitável concorrência entre empresas.

Se por um lado, os acidentes impõem severas perdas e são sempre traumáticos para todas as partes envolvidas, por outro podem ter o seu lado positivo, pois permitem aprendizagens importantes inovadoras em termos de engenharia. É então pertinente valorizar um plano eficiente de gestão de riscos tendo presente que os acidentes ocorrem devido a factores múltiplos ligados a falhas no processo de engenharia, ou seja, nas investigações geológico - geotécnicas, no projecto, na construção ou mesmo na própria gestão de riscos.

Este trabalho incide especialmente num fenómeno que tem proporções importantes em obras subterrâneas. Trata-se de um evento que é causado pelas tensões elevadas que ocorrem em rochas intactas frágeis, situadas, regra geral, a elevadas profundidades, durante o processo de escavação de uma obra subterrânea. Este fenómeno pode ocorrer em túneis para sistemas de transporte, empreendimentos hidroeléctricos e em explorações mineiras. O rockburst pode tomar proporções tais, que causem a rotura brusca da rocha com consequências graves no processo construtivo e nas pessoas envolvidas na obra.

Procura-se, então, estudar todo o tipo de acidentes que podem resultar de rockburst, bem como as medidas que devem ser adoptadas durante o processo construtivo. Este trabalho tem como objectivo o estudo dos acidentes que ocorrem devido ao rockburst e posterior recolha de informação, visando constituir uma base de dados com recurso ao software Access. Após a completa formação da base de dados, aplica-se técnicas de Data Mining para obter padrões de comportamento do maciço rochoso. Procura-se ainda prever suportes mais adequados a aplicar em caso de rockburst, com recurso a um modelo 3D, recorrendo ao software FLAC3D.

No Capítulo 2 procede-se uma breve abordagem sobre túneis relativamente à sua história e funcionalidades com o intuito de averiguar todas as potencialidades com a sua construção. Outro dos aspectos assinalados é a modificação do comportamento dos maciços envolventes, mais concretamente na alteração da distribuição das tensões e das deformações introduzidas no interior da cavidade após a

construção do túnel. Atendendo ao facto da influência do maciço envolvente ao túnel ser um factor importante, referem-se alguns métodos que caracterizem os maciços rochosos. Por fim, conclui-se este capítulo com fenómenos naturais que provocam alterações ao nível do comportamento do maciço rochoso mais concretamente: *sweeling*, *squeezing*, *spalling* e *rockburst*.

A ocorrência de rockburst é descrita no Capítulo 3 através de uma análise introdutória à sua génese sobre o que conduz à sua ocorrência. Este acontecimento sobrevém de forma repentina e violenta e daí a classificação do *rockburst instantâneo* e *rockburst com atraso*. Atendendo ao facto de rockburst ser definido como um dano com elevadas proporções descrevem-se os danos e a severidade provocados. O suporte, como medida preventiva, procura controlar o processo de rotura por determinados fenómenos imprevistos sendo, portanto, o ponto de finalização deste capítulo.

O Capítulo 4 pretende compreender os eventos de rockburst através da organização de uma base de dados sobre este tipo de fenómeno, recorrendo a um software comum utilizado actualmente (Access). Utilizar-se-á técnicas de Data Mining à informação contida na base de dados, mais concretamente, a técnicas como Árvores de Decisão (AD), K-Vizinhos Próximos (K-VP), Redes Neurais Artificiais (RNA), Máquinas de Vectores de Suporte (MVS) que foram desenvolvidos por peritos. De seguida, refere-se o desenvolvimento do modelo de precisão de ocorrência de rockburst e a respectiva avaliação de base de dados. Por fim, é ainda ilustrado um diagrama de influência de rockburst que reúne todas as informações necessárias à ocorrência de rockburst bem como as suas respectivas consequências concluindo com uma Rede Bayesiana de rockburst.

No Capítulo 5 elabora-se uma análise do efeito de rockburst com o intuito de compreender o comportamento deste fenómeno recorrendo a um software 3D. Para tal, usou-se a uma formulação fornecida por Brady & Brown (2004) que permitiu desenvolver modelos para posterior análise dinâmica do efeito de rockburst. Após a obtenção de resultados procura-se avaliar o comportamento do suporte primário perante tal fenómeno.

Finalmente, as conclusões de toda esta análise estão apresentadas no Capítulo 6 bem como algumas recomendações para futuros trabalhos. É expectável que aspectos referidos nesta tese correspondam as inovações sobre este tema, sendo esta dissertação uma contribuição para a solução deste fenómeno.

2

TÚNEIS PROFUNDOS

2.1. GENERALIDADES

2.1.1. HISTÓRIA DA ESCAVAÇÃO EM TÚNEIS

Os primórdios do esforço humano para explorar o subsolo e efectuar escavações subterrâneas, estão perdidos no tempo, mas há uma inequívoca evidência de que na Europa durante a Idade da Pedra, o Homem enterrava artefactos e escavava túneis a fim de recolher materiais e fabricar acessórios para facas, machados e setas. Mais tarde, com o conhecimento elementar da metalurgia, houve pela primeira vez na Ásia Central, a necessidade da elaboração de um túnel mineiro como forma de fornecer à população metais que se lhe tornariam cruciais com a evolução tecnológica e cultural. Escavações muito antigas para extracção de metalurgia foram identificadas no Cáucaso entre o Mar Negro e Cáspio e datam aproximadamente de 3550 anos A.C.. Deste e outros locais desconhecidos e através da contínua expansão do comércio, o conhecimento sobre extracção de minérios e técnicas metalúrgicas expandiu-se por todas as direcções no mundo civilizado (Wahlstrom, 1973).

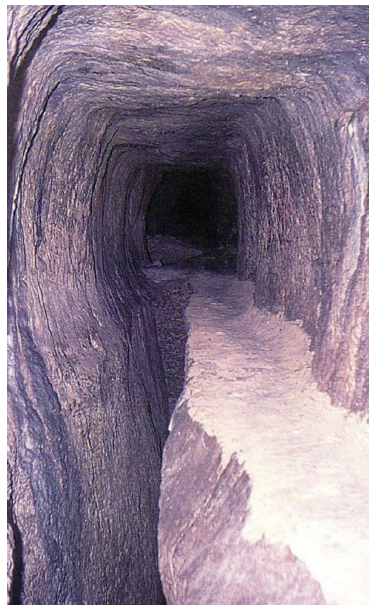


Fig.2.1 - Aqueduto de Eupalinos construído na ilha grega de Samos com 1036 m de comprimento datado do século VI a.C. (Hoek, E. , 2007)

A Grécia Antiga apresentava uma proeza técnica ao nível do conhecimento. Uma das provas vivas é o caso do Aqueduto de Eupalinos (ver Figura 2.1) tornando-se único pelo facto de ser sido aberto de ambos os lados até ao meio com um mínimo erro.

Nos tempos antigos, muitos túneis foram construídos pelos Babilónios, Astecas, Incas bem como pela população da Índia, Pérsia e Egipto numa busca insaciável de metais preciosos. Os Romanos como grandes engenheiros que foram, construíram muitos túneis, alguns de ligações a aquedutos e outros, que ainda permanecem como parte integrante dos sistemas de estradas ou de operações militares.

O Homem da Idade da Pedra utilizava ferramentas primitivas em escavações subterrâneas. Numa fase inicial, a descoberta da fundição e da produção de metais como o bronze e depois, do ferro e do aço, tornaram a escavação em rocha muito mais eficiente. Contudo, com a utilização de ferramentas em metal e até mesmo com a primeira utilização de explosivos no subsolo no século XVII, a mineração de rochas duras era um desafio difícil que só poderia ser dominada pelo fogo. Durante centenas e talvez milhares de anos, os trabalhos de escavações subterrâneas em rochas duras, especificamente as que contêm poucas fracturas e fissuras, foram efectuados pela aplicação de fogos contra a frente de escavação de forma a causar expansão e fragmentação, após o que a rocha era separada dessa frente de escavação através da utilização de picaretas (Wahlstrom, 1973).

Com o aumento da utilização de explosivos, primeiro da pólvora e depois da nitroglicerina e da dinamite, as técnicas de aperfeiçoamento do temperamento do aço permitiram a eficiência da perfuração manual dos buracos para os explosivos, mesmo na rocha mais dura. Em meados do século XIX inventaram-se várias máquinas de escavação, mas cuja performance era fraca numa fase de iniciação, pelo que o aparecimento do martelo pneumático se tornou um elemento relevante no desenvolvimento da tecnologia moderna para a escavação de rocha assim como as mais recentes máquinas de escavação, objectos de atenção crescente, pois apresentam uma alternativa razoável e competitiva.

2.1.2.TÚNEIS: DEFINIÇÃO E FUNCIONALIDADES

O geospaço é um recurso de potencial múltiplo, explorado que pode ser estratificado do seguinte modo:

- *Terraspaço* ou geospaço próximo da superfície até cerca de 30m;
- *Litospaço* ou geospaço acessível a partir da superfície entre as profundidades de 30 e 300m;
- *Geospaço remoto* da superfície, a profundidades situadas aproximadamente entre 300 e 3000m.

No que concerne ao uso do *terraspaço* sabe-se que requer, em geral, a elaboração de coberturas ou de estruturas adequadas de suporte, ou seja, caves, edifícios integrados no terreno, redes viárias a céu aberto e recobertas posteriormente, em casos de metropolitanos, sistemas de esgotos, etc. As obras acessíveis a partir de galerias, rampas ou pólos do *litospaço* incluem ligações rodoviárias e ferroviárias escavadas em túnel, centrais hidroeléctricas subterrâneas e respectivo circuito hidráulico, obras de adução de água, armazenagem de hidrocarbonetos líquidos, usos secundários de vazios resultantes de explorações mineiras. As instalações que recorrem ao geospaço remoto, cujo acesso só é possível por poços munidos de elevadores, encontram-se em empreendimentos relacionadas com armazenagem de energia pró ar comprimido, de resíduos nucleares e indústrias químicas. A Figura 2.2 sintetiza de forma clara o aproveitamento do espaço subterrâneo sendo perceptível a consideração de duas funcionalidades, activas e passivas respectivamente (Sousa, 2002).

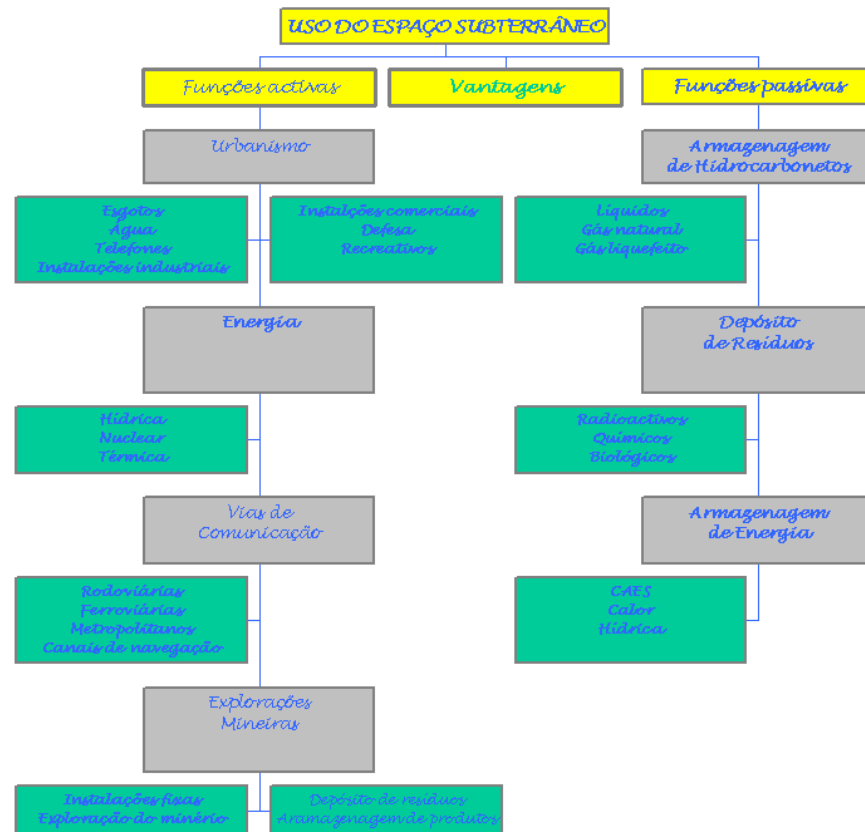


Fig.2.2 - Domínio do uso do espaço subterrâneo

Define-se um túnel como uma passagem subterrânea que possibilita ou facilita o acesso a um determinado local. Os túneis foram construídos para múltiplos fins. Podem ser orientados para obter acesso a depósitos minerais com valor económico e permitir a extracção de materiais pretendidos, fornecendo geralmente água subterrânea. Nas operações de alguns túneis de mineração são utilizadas técnicas para proporcionar a circulação de ar adequada em trabalhos subterrâneos. Os túneis podem ainda ter a função de transporte rodoviário, de navegação e ferroviário. Existem ainda túneis de adução de água que podem ou não ser construídos de forma a transportar líquidos sob pressão, pelo que se distinguem túneis da gravidade do escoamento dos túneis de pressão. No caso de aproveitamentos hidráulicos, os túneis podem servir de ligação entre as câmaras subterrâneas ou cofres. No caso de situações extremas como actividades atómicas, os túneis podem servir de protecção perante tais explosões. Por fim existem túneis cujas funcionalidades são as do transporte de linhas de electricidade e comunicação, bem como de gás, e outros (Wahlstrom, 1973).

Para a maioria das construções torna-se importante recorrer a investigações *in situ* que são restritas a áreas relativamente pequenas, mas que se tornam tanto indicadas como viáveis. Além disso, revelam que no caso de condições imprevistas em escavações, possam ser avaliadas e, se necessário, corrigidas antes da construção das instalações.

Todavia, um túnel é uma instalação concebida e, como produto de construção, torna-se preponderante que os métodos de construção sejam suficientes para manter a estabilidade e proteger a abertura tanto em situações previstas como imprevistas. Na construção de túneis longos, especialmente em regiões com complexidade geológica, a estimativa de tais custos torna-se bastante incerta, atendendo à dificuldade do acesso a tais condições subterrâneas.

É função de quem projecta e planeia o túnel, efectuar todas as diligências possíveis, recorrendo a estudos geológicos, geofísicos e da mecânica das rochas, de forma a antecipar condições indesejáveis e minimizar condições geológicas perigosas.

A moderna tecnologia de escavação subterrânea tem alcançado um assinalável desenvolvimento ao nível teórico e prático. Tal deve-se a investigações precisas ao nível da mecânica das rochas que permitem um vasto conhecimento do seu comportamento sob diferentes estados de tensão visando planejar a construção do túnel de uma forma mais correcta a todo o seu comprimento. Os estudos em condições subterrâneas em maciços rochosos só podem ser feitos após a escavação do túnel, mas permitirão determinar o tipo e quantidade de suporte a utilizar de forma a não desencadear a sua rotura.

2.2. FENOMENOLOGIA ASSOCIADA ÀS OBRAS SUBTERRÂNEAS

As escavações subterrâneas promovem uma alteração substancial no comportamento dos maciços envolventes, seja na alteração da distribuição de tensões, seja nas deformações introduzidas no maciço para o interior da cavidade. Outra situação a considerar é a existência de uma zona perturbada em torno da cavidade devido à própria operação de escavação (Sousa, 1987).

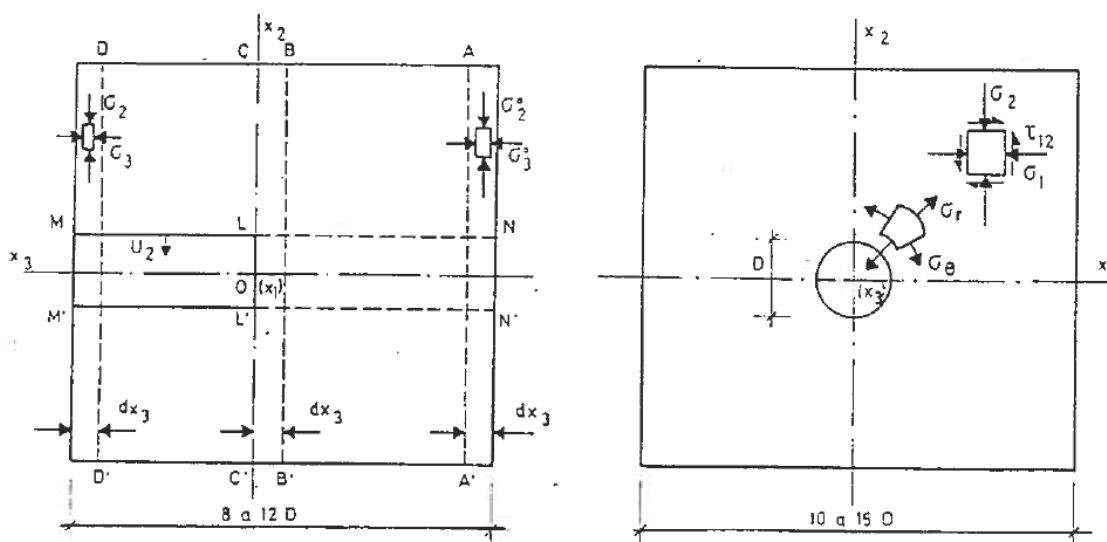


Fig.2.3 - Zona de maciço envolvendo o volume perturbado pela abertura do túnel (Sousa, 1987)

Tal como demonstrado na Figura 2.3, pretende-se entender a alteração do comportamento do maciço rochoso pelo que se deve considerar a secção AA' que está suficientemente afastada do túnel sob a acção do estado de tensão inicial do maciço σ_i^0 ($i=1, 2, 3$), bem como três secções correspondentes a três casos diferentes correspondentes ao avanço da frente do túnel, mais concretamente à secção BB' (situada na vizinhança da frente de escavação), CC' e DD' (Sousa, 1987).

Atendendo à necessidade de se pretender fazer um estudo da evolução de deslocamentos e do estado de tensão na secção AA', verifica-se que na secção BB' o estado de tensão inicial é adicionado a um outro estado de tensão resultante do avanço da frente. Relativamente às tensões principais sobre a superfície do túnel, estas crescem até à fronteira da secção OC' da frente, anulando-se de forma

abrupta a tensão radial σ_r . Quanto aos deslocamentos, verifica-se que tanto u_1 como u_2 crescem de forma lenta até a secção DD' que está relativamente afastada da frente de escavação (Sousa, 1987).

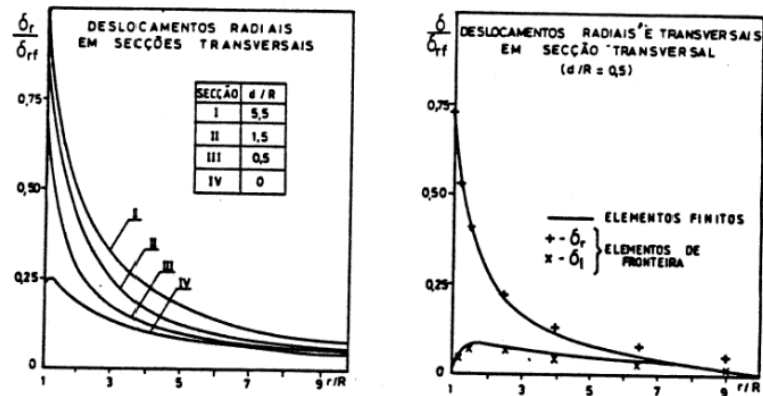


Fig.2.4 - Variações dos deslocamentos nas secções transversais (Cunha, 1981)

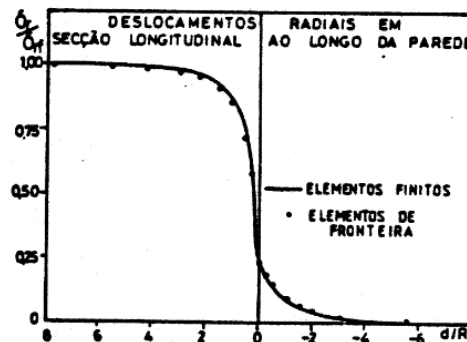


Fig.2.5 - Variações dos deslocamentos na secção longitudinal (Rocha, 1976)

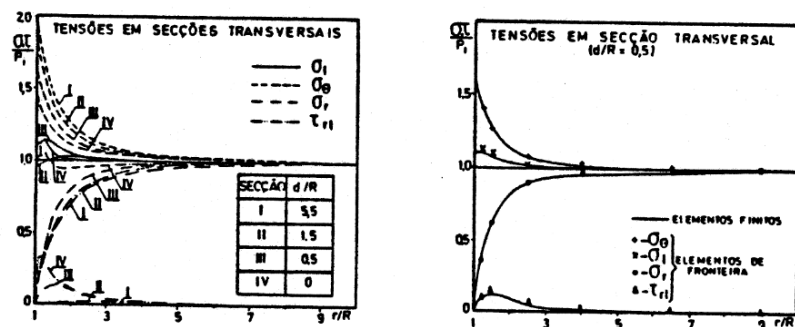


Fig.2.6 - Variação das tensões nas secções transversais (Cunha, 1981)

Nas Figuras 2.4, 2.5 e 2.6 estão demonstradas tanto diagramas de deslocamentos bem como diagramas de tensões num meio elástico e num estado de tensão inicial hidrostático (Cunha, 1981). Estes diagramas foram obtidos a partir de um modelo de elementos de fronteira tridimensional e por um modelo de elementos finitos axissimétrico (Sousa, 1987).

Fazendo uma breve análise às figuras mencionadas, deparamo-nos com deslocamentos que são sentidos até a uma distância de dois diâmetros da frente de escavação. Relativamente aos deslocamentos longitudinais, apresentam-se valores reduzidos antes da frente da escavação e vão aumentando à medida que se afastam da frente de escavação, apresentando o valor máximo na frente de escavação que também é sentido na mesma posição, mas mais concretamente para deslocamentos radiais.

Outra situação importante a reter é a análise do comportamento dos túneis em termos de equilíbrio plano sendo então tido em conta, ao nível do perímetro do túnel, o efeito da redução contínua da tensão radial desde o seu valor inicial a zero. Considerada uma secção típica de uma escavação de um maciço homogéneo submetido a um estado de tensão inicial hidrostático de grandeza p_i , sabe-se que ao efectuar tal operação, retiram-se as tensões iniciais que se encontram aplicadas na parede da obra. Para o dimensionamento da estrutura subterrânea bem como para uma análise do comportamento associado, torna-se preponderante averiguar a evolução da pressão p na parede dos túneis quando se deixa de aumentar o deslocamento da parede do túnel. O relacionamento destas grandezas é estudado segundo as curvas características, tal como demonstrado na Figura em baixo (Rocha, 1976).

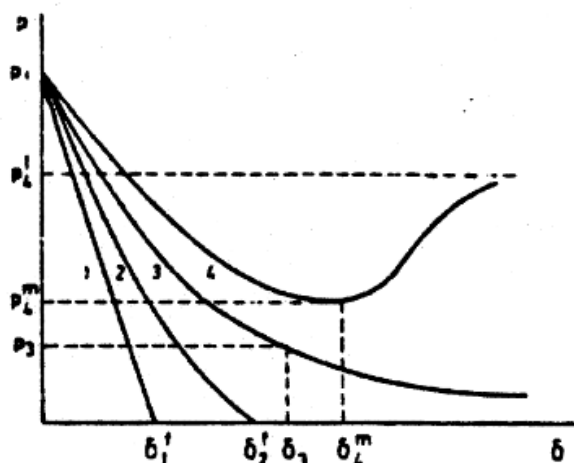


Fig.2.7 - Curvas características de maciços (Rocha, 1976)

Relativamente à Figura 2.7, a curva 1 representa o caso de um maciço autoportante atendendo ao seu comportamento elástico com uma relação linear. A curva 2 apresenta um comportamento não linear para uma certa gama de valores de pressões, mas onde ainda é possível manter-se a cavidade sem suporte para o deslocamento final. Para a curva 3 é apresentado um comportamento elástico até a uma determinada pressão e após um comportamento plástico, sendo então necessária a colocação de um suporte com a respectiva pressão p_3 . No que respeita à curva 4 verifica-se que é necessário aplicar o suporte antes de atingir o ponto mais baixo de curva de forma a evitar-se a desarticulação do maciço e que, no caso de se estar perante maciços rochosos fracturados, a deterioração demonstrada está relacionada com o escorregamento de blocos ao longo das superfícies das fracturas levando ao destaque de volumes de maciço por acção do peso dos blocos de rocha.

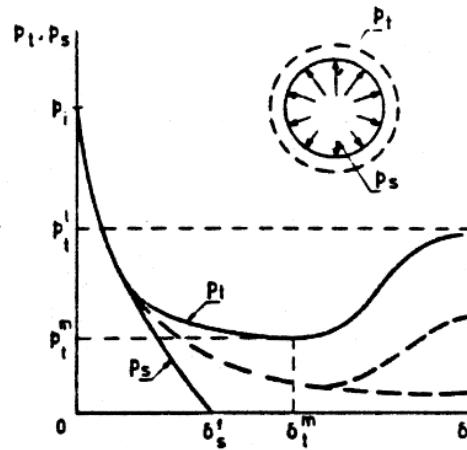


Fig.2.8 - Curvas características de maciços no tecto e na soleira do túnel (Rocha, 1976)

Como se pode concluir pela Figura 2.8, as curvas características diferem para pontos do tecto do túnel e para pontos da soleira. Atendendo ao fenómeno anterior e devido à acção do peso dos blocos da rocha, torna-se crucial a colocação de suporte no tecto não sendo necessário na soleira, mas em casos de maciços com um comportamento precário, é necessária a colocação do suporte tanto no tecto como na soleira (Sousa, 1987).

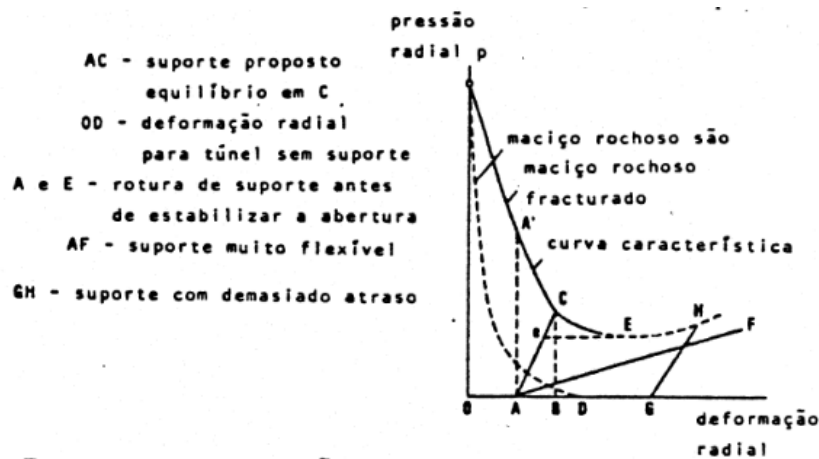


Fig.2.9 - Aplicação do conceito de curvas características a túneis em rocha (Sousa, 1987)

Fazendo uma breve análise da Figura 2.9, verifica-se a relação entre o maciço rochoso e suporte utilizado onde o deslocamento sofrido antes da colocação do suporte é dado pelo troço OA. Para o dimensionamento do suporte, torna-se preponderante a avaliação das forças que lhe vão ser aplicadas como resultado da interacção entre o maciço e o suporte. Assim, estas forças dependem de vários factores, estando inteiramente ligadas ao comportamento do maciço rochoso envolvente, mais concretamente às tensões iniciais instaladas no maciço, do tipo de maciço e portanto dos mecanismos de rotura e desarticulação a ele associado, do processo de escavação, assim como do tipo e do momento de colocação do suporte (Sousa, 1987).

O ponto C representa o ponto onde se igualam os deslocamentos radiais tanto do suporte como das paredes do túnel onde segundo a curva característica da Figura 2.10, a pressão actuante no suporte é dada pelo segmento BC. Contudo, no caso de o suporte não ter sido colocado atempadamente, a curva

característica é dada pela linha AE, visto que se atinge a plastificação antes da estabilização das paredes do túnel, sendo então necessário colocar os suportes o mais cedo possível de forma a que as cargas transmitidas ao suporte se processem ao mesmo tempo que se forma o efeito de arco no interior do maciço.

Relativamente ao estado de tensão na abertura de um túnel, sabe-se que é bastante complexo e como tal “só se ao longo do processo resultante de escavação o estado de tensão se mantiver dentro do domínio elástico, é que o estado de tensão final é independente da sequência construtiva e ser calculado a partir da anulação das tensões iniciais p_i ”. Torna-se ainda fundamental considerar determinadas situações relacionadas com as características intrínsecas do maciço envolvente à obra subterrânea, mais concretamente a heterogeneidade e anisotropia, colocação do suporte bem como a sua distância à frente de escavação e outras situações como a ocorrência de comportamentos não lineares (Sousa, 1987).

2.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MACIÇOS ROCHOSOS

Para a construção de estruturas subterrâneas procede-se a um estudo pormenorizado do terreno em que se implementará, mais concretamente à sua avaliação a partir de parâmetros que o caracterize segundo um ponto de vista da Geologia de Engenharia. A classificação, atendendo à diversidade de estruturas a nível mundial, terá de ser universal e sempre nos mesmos parâmetros, através de casos práticos e ensaios simples expeditos, permitindo quantificar as designações respectivas (Lima & Menezes, 2008).

Para o projecto de estruturas subterrâneas pode-se recorrer a abordagens díspares em que por um lado, se recorre a parâmetros específicos das rochas e às suas respectivas recomendações para se obter uma avaliação empírica e, por outro, a experiências e condições práticas similares, de modo a obter uma avaliação do comportamento do maciço rochoso como a determinação do suporte respectivo (Goricki, 2007).

2.3.1. BREVE REVISÃO E DISCUSSÃO DO SISTEMA CLASSIFICATIVO

Com o intuito de uma globalização do sistema classificativo, vários autores têm publicado diversas revisões. A publicação que apresenta um maior detalhe é *Enginnering Rock Mass Classification*, Bieniawski (1989) onde no capítulo de “Early rock mass classifications” se verificam abordagens de diversos autores como é o caso “The methods of Rock” por Terzaghi, “Stand up Time” por Lauffer, RQD por Deere e RSR por Wickman e *a posteriori* são descritos o sistema RMR desenvolvido por Bieniawski e o sistema Q de Barton. Na mesma publicação e no capítulo “Other classifications” são resumidas a classificação NATM, ISRM e ainda a classificação da grandeza da força por Franklin e Louis. Encontra-se ainda um capítulo que procura estimar valores da resistência, módulo de elasticidade e parâmetros da rocha através de determinados sistemas classificativos de forma a ser aplicável em obras como túneis (Goricki, 2007).

Outra revisão para o método de avaliação de parâmetros abrange por um lado um só maciço rochoso separando o intemperismo, descontinuidades, resistência e deformabilidade e por outro o maciço rochoso como um todo através de sistemas de classificação do mesmo. A publicação em questão pode ser encontrada no livro “Handbook of Rock Mass Classification Systems and Modes of Ground Failure” (Afrouz 1992).

2.3.2. CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS BASEADO NOS PARÂMETROS DO MACIÇO ROCHOSO

As classificações dos sistemas actuais têm procurado fazer actualizações ou mesmo reformulações por diversos autores com o sentido de os melhorar. Para tal, aborda-se um panorama geral de sistemas de classificação mais recentes do maciço rochoso bem como uma breve referência a melhorias e/ou deficiências (Miranda, 2003).

2.3.2.1. Rock Quality Designation - RQD

Como é expectável, a classificação geológica de uma dada formação onde se insere um determinado problema de engenharia, não é por si só suficiente. Para grandes obras é crucial conhecer a qualidade do maciço rochoso que está de forma directa relacionada com o seu estado de alteração e de fracturação.

Relativamente ao estado de alteração, pode ser determinado por duas formas diferentes: uma baseada em métodos expeditos de observação e outra centrada em sondagens com recuperação contínua de amostra. Relativamente à primeira, é costume classificar-se a rocha tendo em atenção que o estado de alteração simboliza a maior ou menor facilidade com que se parte o material, ou a partir da sua coloração e brilho como consequência da alteração de certos minerais como feldspatos e minerais ferromagnesianos. Neste caso, verificam-se cinco graus de alteração dos maciços rochosos que vão de são (w_1) a decomposto (w_5). Outro método de avaliação é através da percentagem de recuperação resultante das operações de perfuração que infelizmente é influenciada tanto pelo grau de alteração como também pelo grau de fracturação (não havendo portanto uma avaliação singular de ambas), pela própria qualidade do equipamento e competência do operador bem como pelas condições das formações geológicas. A percentagem de recuperação obtém-se multiplicando por 100 o quociente entre a soma dos comprimentos de todos os tarolos obtidos numa manobra e o comprimento do trecho nela perfurado. Para tal, a classificação refere que para valores superiores a 80% o maciço é pouco alterado sendo, pelo contrário, muito alterado para valores inferiores a 50% (Lima & Menezes, 2008).

No que concerne ao estado de fracturação de um maciço, existem dois critérios que caracterizam o espaçamento das diáclases. No geral existem cinco classes que vão de muito afastadas (F_6) a muito próximas (F_5). Outro método utilizado é o da contagem do número de diáclases por metro (Lima & Menezes, 2008).

O sistema classificativo utilizando o RQD (“Rock Quality Designation”) foi inserido por Deere *et al* (1967) e, como o próprio nome indica, trata-se de um índice que procura avaliar a “qualidade dos maciços rochosos, definido a partir dos testemunhos de sondagens realizadas em recuperação contínua da amostra” (Lima & Menezes, 2008). A sua determinação consiste no quociente entre o somatório dos troços de amostra com comprimento superior a 10cm e o comprimento total furado em cada manobra. A qualidade do maciço rochoso pode ir desde muito fraco para valores de RQD até 25%, a excelente para valores de RQD desde 90% a 100%.

Contudo, este índice está directamente relacionado com a direcção da própria amostragem que o classifica, o que pode levar à dispersão de valores em função da orientação das sondagens existindo como solução o uso do índice volumétrico (J_v) para a resolução de tal problema. Outro problema existente é a dificuldade em distinguir as fracturas naturais do próprio maciço rochoso das que foram causadas pela descompressão das amostras retiradas.

Atendendo a que o índice RQD fornece uma classificação contínua das descontinuidades em determinadas séries geométricas, pode-se correlacionar o índice RQD com os sistemas classificativos

(Cording et al., 1972) ou com as necessidades de suporte (Merritt, 1972) desde que seja possível saber o comportamento ao longo da construção do túnel (Goricki, 2007).

2.3.2.2. Rock Structure Rating - RSR

O índice RSR (*Rock Structure Rating*) faz parte de um sistema classificativo abordado por Wickham, Tiedemann e Skinner (Wickham et al., 1974) que permite antever o tipo de suporte a utilizar em determinados túneis. Foi o primeiro sistema a fazer uma abordagem baseada na consideração de parâmetros geológicos do maciço rochoso, bem como de parâmetros construtivos. Para a definição do índice RSR, são utilizados parâmetros de entrada centrados no próprio túnel em si, ou seja, parâmetros construtivos ao nível do tamanho do túnel, direcção e método de escavação. São ainda ponderados parâmetros geológicos mais concretamente: tipo de rocha, estrutura, espaçamento, orientação e condições de juntas. Para a obtenção do valor final de RSR são somados três parâmetros básicos agrupados após a determinação dos respectivos valores (Goricki, 2007).

Relativamente ao tipo de suporte a utilizar, Wickham correlacionou o RSR com um suporte metálico, utilizando o “Rib Ratio” (RR) que se baseia nas formulações de Terzaghi’s (Skinner, 1988).

2.3.2.3. Rock Mass Rating System – RMR

O sistema RMR, também conhecido por Classificação de Bieniawski, foi desenvolvido em 1973 e tem vindo a ser revisto muitas vezes de forma a melhorá-lo à medida que se têm incluído novos resultados de casos práticos (Bieniawski 1973, 1974, 1989). A classificação consiste em atribuir pesos a determinados parâmetros que claramente estão ligados ao comportamento dos maciços rochosos quando em contacto com obras de engenharia civil, mais concretamente em obras subterrâneas. Os parâmetros em questão são os seguintes:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
- RQD (*Rock Quality Designation*);
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condição das descontinuidades;
- Influência da água;
- Orientação das descontinuidades.

O valor de RMR é obtido a partir do somatório dos pesos atribuídos a cada um dos parâmetros atrás referidos que pode ser um “RMR básico” onde não é considerado o peso da orientação das descontinuidades ou então um “RMR mais próximo da realidade” onde são tidos em conta todos os parâmetros. Após a determinação do valor de RMR, que abrange valores entre 0 a 100, atribui-se uma das cinco classes possíveis (Miranda, 2003).

Sabendo os parâmetros construtivos, como a geometria do túnel e métodos de escavação e ainda as condições iniciais de tensões, a escavação e o suporte serão correlacionados com o valor de RMR (Goricki, 2007):

1. O tempo de autoportância e a flecha máxima estável definido por Lauffer (Lauffer, 1958);
2. Geometria da escavação;
3. Perímetro;
4. Tempo e localização de instalação do suporte;
5. Pregagens, betão projectado e perfis metálicos.

Foi feito um esforço para conseguir correlacionar o índice RMR como o módulo de deformabilidade, onde se destaca a fórmula de Serafim e Pereira (1983), que se baseia num número razoável de casos observados (Lima & Menezes, 2008).

Este sistema classificativo apresenta algumas restrições das quais se destacam claramente a falta de algumas propriedades não incluídas, a não consideração das condições relativas às condições de tensão *in situ* tornando-se uma das maiores restrições para uma possível aplicação mais geral do sistema.

2.3.2.4. Sistema de Índice Q

Este sistema classificativo foi abordado por em 1974 e consiste na definição do índice Q centrado em seis factores relevantes para a definição do comportamento dos maciços rochosos. Tais parâmetros são:

1. RQD (*Rock Quality Designation*);
2. Número de famílias de descontinuidades, J_n
3. Rugosidade da descontinuidade mais desfavorável, J_r ;
4. Graus de alteração ou preenchimento ao longo da descontinuidade mais fraca, J_a
5. Entrada de água, J_w ;
6. Condições de tensões, SRF.

Para a definição do valor de índice Q usam-se os respectivos parâmetros e factores que o completam utilizando tabelas sob uma forma logarítmica que varia desde 0,001 a 1000. A variação do valor Q vai de “excepcionalmente bom” a “excepcionalmente pobre” dando uma classificação no global de nove categorias. Após a consideração da dimensão ao nível da extensão, diâmetro ou altura do túnel e ainda o factor para o fim da escavação subterrânea, são consideradas 38 categorias de suporte bem como as respectivas medidas de escavação e suporte utilizando tabelas.

O sistema Q foi actualizado e ampliado várias vezes tal como a actualização das correlações de suporte (Barton 1991, 1998, Grimstad et al. 1993), a adopção de métodos de escavação contínuos (Barton 1999, 2000) ou a extensão e correlação de parâmetros de maciço rochoso (Q_c e E_m) que estão resumidos por Barton (2002).

Este sistema, ao ser uma classificação empírica, apresenta limitações tais como qualquer outro sistema empírico, atendendo à limitação de informação de casos históricos investigados. Outro factor limitativo é que ao limitar métodos de suporte ao índice Q sem ter a consideração de diferentes modos de rotura, pode levar à aplicação de um suporte inadequado. As correlações empíricas de parâmetros complexos, a não linearidade do valor Q e ainda o domínio de SRF tornam, por vezes, o sistema de difícil aplicação.

2.3.2.5. Rock Mass Index - RMI

O índice RMI foi desenvolvido em 1995 e representa a resistência do maciço rochoso que é estimada a partir dos seguintes parâmetros:

1. Resistência de compressão uniaxial da rocha intacta;
2. Rugosidade das descontinuidades;
3. Alteração das descontinuidades;
4. Tamanho das descontinuidades;
5. Volume dos blocos.

Para a completa definição do RMI são utilizados parâmetros de entrada e ainda a classificação de cinco grupos de resistência do maciço rochoso que variam de muito baixo a muito alto. É de salientar que este método é limitativo quanto à caracterização das propriedades do maciço rochoso não sendo portanto, uma ferramenta de classificação generalizada para a determinação do suporte para estruturas subterrâneas. Ao combinar o RMI com características geométricas da abertura ou mesmo determinados factores de maciço, consegue-se obter uma estimativa da estrutura subterrânea através de tabelas (Palmstrom, 2000).

2.3.2.5. Geological Strength Index - GSI

O GSI (*Geological Strenght Index*) é um sistema que procura caracterizar o maciço rochoso através de parâmetros de resistência sendo o único sistema que providencia um procedimento integrado para a estimativa dos parâmetros do critério de *Hoek-Brown* e do correspondente critério de rotura *Mohr-Coulomb*. Usando este índice é ainda possível estimar o valor do modulo de deformabilidade a partir de correlações. Para a obtenção dos parâmetros recorre-se à observação geológica do maciço rochoso a partir de poços, escavações à superfície e às faces do túnel (Miranda, 2007).

O sistema utiliza uma descrição qualitativa de dois parâmetros fundamentais do maciço rochoso nomeadamente a sua estrutura em blocos e as condições das descontinuidades (Figura 2.10).

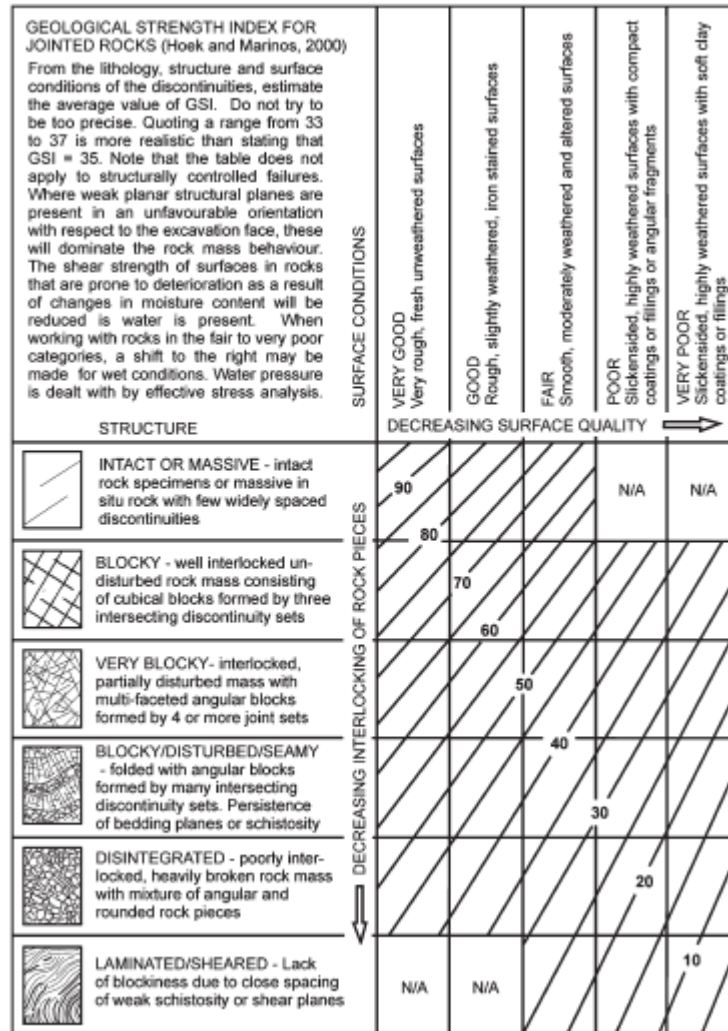


Fig.2.10 - Gráfico do sistema de GSI

Nos primeiros estados de desenvolvimento, foi proposto calcular o GSI tendo em consideração a utilização de correlações com formas modificadas do sistema RMR e Q. Os autores consideram que os parâmetros devidos à presença da água, a orientação das descontinuidades no RMR e devidos a tensões em Q devem ser fornecidos explicitamente numa análise numérica e, por isso, será inadequado incorporá-los na estimativa dos parâmetros da resistência do maciço rochoso. Desta forma, as correlações propostas para calcular o GSI usando RMR' (RMR sem P_5 e P_6) e Q' (Q sem J_w e SRF) são descritas pelas seguintes fórmulas:

$$GSI = RMR - 5 (RMR \geq 23) \quad (2.1.)$$

$$GSI = \ln Q' + 44 (RMR < 23) \quad (2.2.)$$

Marinos et al. (2005) defenderam que a utilização das correlações acima mencionadas não são recomendadas para rochas fracas e muito fracas, ou seja, para valores de GSI inferiores a 35, mas também para as que apresentem elevados níveis de heterogeneidade. Contudo refere que a correlação com o RMR' para rochas com qualidade razoável é aceitável.

O sistema de GSI é baseado na hipótese do comportamento do maciço rochoso isotrópico e usa uma aproximação contínua média não sendo utilizado em maciços rochosos que apresentem um domínio

estrutural geológico que define claramente o comportamento do maciço rochoso. É importante ainda referir o facto de que o GSI é inapropriado para maciços rochosos duros com descontinuidades cujo espaçamento é similar à magnitude da dimensão do trabalho sob consideração.

O valor determinístico de definição do GSI (ou qualquer outro índice de sistema empírico) para um maciço rochoso não é realístico. Na utilização do GSI, a gama de valores deve ser atribuída (considerando por exemplo distribuição normal ou lognormal) em vez de um número preciso (Miranda, 2007).

Devido à natureza qualitativa dos parâmetros de entrada, a aplicação de GSI envolve alguma subjectividade e experiência tendo em vista a obtenção de resultados satisfatórios. Algumas correcções têm sido feitas com o intuito de reduzir as incertezas inerentes pela complementação de descrições qualitativas do maciço rochoso e das descontinuidades de modo a ter uma fácil obtenção de parâmetros de entrada.

2.4. FENÓMENOS EM TÚNEIS PROFUNDOS

Na construção de túneis profundos destacam-se alguns fenómenos naturais cuja inevitabilidade provoca alterações no comportamento das rochas, como: *squeezing*, *swelling*, *spalling* *slabbing* e *rockburst*. Tais alterações geram tensões que podem levar à rotura dos suportes constituído a sua contenção um problema relevante.

2.4.1. SWELLING E SQUEEZING

Swelling é normalmente um processo lento, principalmente por causa da granulometria dos materiais que é bastante reduzida. Este fenómeno pode ocorrer devido ao contacto com a água que circula nas fracturas vizinhas, mas também devido ao próprio ambiente húmido em que se insere, onde a penetração da água nestes materiais é lenta atendendo ao facto da permeabilidade ser reduzida (Wahlstrom, 1973).

Como o comportamento destes materiais é instável perante as condições acima enunciadas, uma das formas teóricas de evitar este acontecimento é desviar o fluxo de água, bem como cobrir tal área em risco com betão impermeável para evitar o contacto com a água atmosférica. Contudo são medidas que não evitam *swelling*, visto que existe presença de água sob pressão nos poros do material em risco.

O processo natural que gera materiais argilosos finos necessita de água abundante, do depósito de sedimentos argilosos ou então das alterações hidrotérmicas. Com a escavação do túnel, verifica-se a circulação de água no sentido da abertura visto que foi libertada a pressão de confinamento existindo, então, condições para o aparecimento deste fenómeno de *swelling*.

Squeezing é originado por um material plástico que se move para o interior da abertura subterrânea principalmente por causa da pressão exercida pela carga da rocha sobrejacente (Wahlstrom, 1973).

Squeezing ocorre quando a pressão de carga num material plástico ou semi-plástico excede o valor crítico além do qual há tensão permanente. A taxa de *squeezing* é uma função das características do material e da magnitude das direcções das forças que causam este fenómeno.

Verificando as condições mencionadas que propiciam o aparecimento de *squeezing* é de fácil conclusão que existem vários materiais, dos quais se podem destacar materiais argilosos, passíveis de assumirem este comportamento. Atendendo à variedade estratigráfica geológica sabe-se que a profundidades reduzidas, a resistência inicial é baixa e as pressões, devido a solos sobrejacentes, são

reduzidas ou praticamente nulas, mas o seu contacto com o exterior faz com que exista maior quantidade de água nos poros. Em contrapartida, a profundidades mais elevadas os materiais mais susceptíveis de *squeeze* são predominantemente rochas alteradas com abundância de minerais micáceos e argila. Existem rochas capazes de possuírem um comportamento capaz de resistir a este fenómeno como é o caso de xistos sedimentares indeformáveis ou mesmo rochas de argila que tenham sido suficientemente compactadas por rochas sobrejacentes.

Tanto o fenómeno *squeezing* como o *swelling* estão bastante relacionados atendendo à sua associação com a água existente tanto ao nível na vizinhança de fracturas adjacentes como nos próprios poros e ainda aos ambientes húmidos em que se inserem (Wahlstrom, 1973).

2.4.2. SPALLING

Outro problema associado à fenomenologia em túneis profundos é o *spalling* ou deslocamento que ocorrem tanto ao nível das paredes como do tecto. Estes fenómenos possibilitam a desintegração da rocha onde a separação explosiva de pequenos fragmentos, que possuem uma forma em prato, podem soltar-se das paredes com um som audível, caindo progressivamente do tecto e paredes.

Em ambos os casos, a rocha circundante à escavação é maciça e frágil. Neste contexto, o facto de a rocha ser maciça, simboliza que existem poucas descontinuidades ou alternativamente, que o espaço entre as descontinuidades é da mesma ordem de magnitude das dimensões das aberturas (Hoek et al., 2000).

A Figura 2.11 apresenta um caso típico de *spalling* de uma parede lateral que pode ser observada em poços ou túneis em rocha altamente tensionada. O *spalling* inicia-se na fronteira da abertura mais concretamente nos pontos onde a tensão tangencial de compressão é mais elevada. Estes pontos ocorrem na intersecção do eixo de menor tensão principal e na fronteira da abertura.

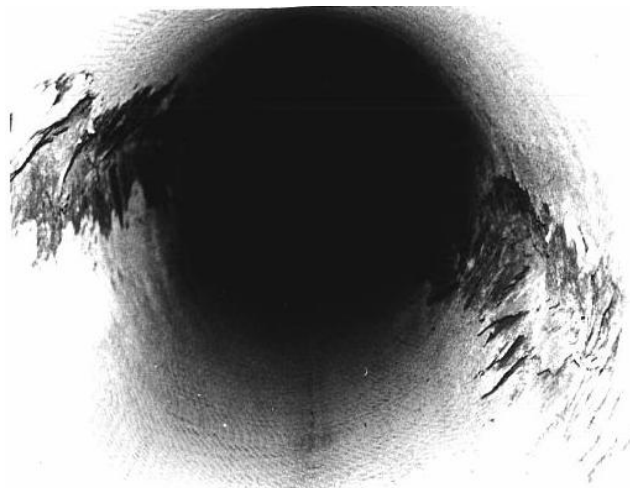


Fig.2.11 - Exemplo de spalling nas paredes laterais (Hoek et al., 2000)

O caso da Figura 2.12 ilustra *spalling* num maciço quartzito a uma profundidade de 1500 m numa mina subterrânea. O *spalling* pode ocorrer ao longo de anos, podendo nalguns casos vir a constituir uma verdadeira ameaça à estabilidade do túnel ou para os trabalhadores.



Fig.2.12 - *Spalling* de uma parede lateral numa mina de urânio a uma profundidade de 1500m. (Hoek et al., 2000)

Uma situação mais séria é a ilustrada na Figura 2.13 que demonstra a derrocada de rocha causada pelo *spalling* no canto superior esquerdo de uma abertura numa mina. *Spalling*, paralelo à parede direita da abertura é também visível na parte inferior da figura. *Spallings* deste tipo são relativamente incomuns, mas podem ser muito perigosos devido ao tamanho das peças que podem cair do tecto da abertura.



Fig.2.13 - *Spalling* do tecto e da parede lateral direita de uma abertura com uma rocha altamente tensionada. (Hoek et al., 2000)

2.4.3. ROCKBURST

Rockburst é um fenómeno repentino dado pela explosão de áreas de rocha na zona circundante da abertura do túnel, mais concretamente das paredes ou do tecto e cujo peso pode chegar a várias centenas de quilos. Tal acontecimento pode ser tanto de forma imediata depois da abertura do túnel ou então *a posteriori* onde a sua frequência aumenta com a profundidade, mais concretamente em escavações entre 1500 a 3000 m. Atendendo à sua grandiosidade, torna-se um acontecimento caracterizado por ser uma possível ameaça à vida dos trabalhadores existindo, lamentavelmente, até à data, vários casos de vidas perdidas (Kaiser, 2009).

No caso da separação explosiva de pequenos fragmentos, geralmente delimitados por fracturas no chamado *spitting ground*, pode ser explicado como resultado de concentrações locais de tensões perto da junção das fracturas (Wahlstrom, 1973). Contudo, relativamente à separação de largas fracções planas da rocha que são caracterizadas pela elevada força de compressão e simultaneamente por um comportamento frágil num estado inalterado, registam-se os casos no granito, quartzo, gnaiss ou mesmo rochas ígneas vítreas. No caso do empreendimento Hidroeléctrico de Jinping II ocorrem com bastante frequência em rochas como mármore (Figura 2.14) (Feng, 2009).

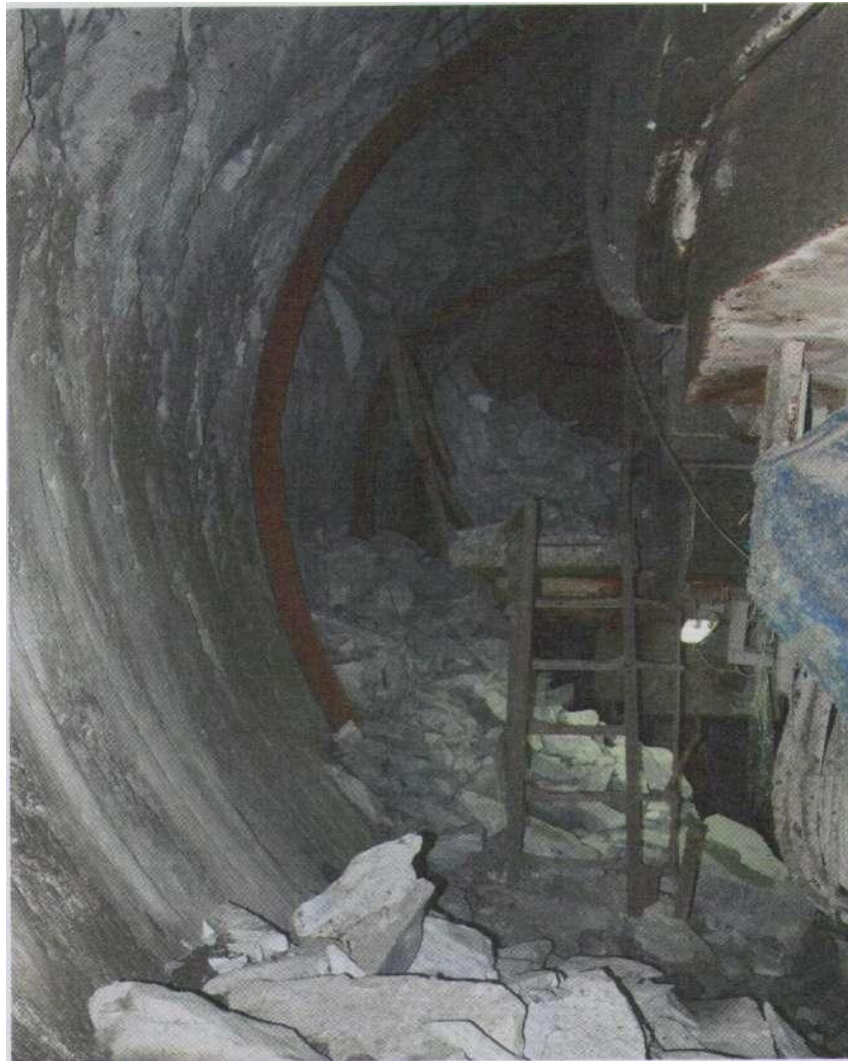


Fig.2.14 – Caso de rockbursts consecutivos no empreendimento Hidroeléctrico de Jinping II

O seu aparecimento também se deve às rochas de elevada resistência presumivelmente devido a tensões desequilibradas que resultam em ajustamentos lentos semi-plásticos de forma a evitar-se o desenvolvimento de elevadas concentrações de tensões locais.

A rotura dada por este acontecimento é caracterizada pela sua larga fracção plana paralela à abertura do túnel ocorrendo essencialmente em rochas distintas destacadas pela intercalação entre rochas menos e altamente competentes, capazes de se comportarem plástica e semi-plasticamente sob forças desequilibradas.

A previsão de rockbursts num planeamento de escavação subterrânea é muito difícil, mesmo quando se torna possível a obtenção de projecções geológicas, maioritariamente pelo facto de tal precisão das distribuições e intensidades de forças tectónicas activas ou residuais serem geralmente impossíveis. Não obstante, deve-se considerar a possibilidade do rockburst em aberturas profundas, tanto ao nível de rochas pouco resistentes como muito resistentes.

3

OCORRÊNCIA DE ROCKBURST

3.1. INÍCIO DE ROCKBURST

Este fenómeno pode atingir proporções tais que faz com que se destaquem volumes de rocha com elevada energia. Devido à grandiosidade do rockburst existem vários relatos do seu aparecimento em obras subterrâneas sobejamente conhecidos como é o caso do túnel de Mont Blanc em França, o túnel de Gotthard na Suíça, os túneis Dai-Shimizu e Kanetsu no Japão e aproveitamento hidroeléctrico como é o caso especial de Jinping II na China (Kaiser, 2009) (Hudson, 2009) (Sousa, 2010). Relativamente a túneis mineiros este fenómeno é bastante conhecido dado que foram reportados vários exemplos na África do Sul e no Canadá (Brady et al., 2004).

Rockburst é um fenómeno cuja energia de deformação do maciço rochoso circundante ao túnel é libertada de forma brusca. Esta rotura brusca ocorre essencialmente em rochas com alto nível de confinamento como é o caso de rochas ígneas e metamórficas. Se tais maciços rochosos são testados sobre condições de carga uniaxiais, verifica-se que quando é ultrapassado o pico de resistência da rocha, determinados fragmentos de rocha destacam-se e são lançados para abertura do túnel. Como tal, e seguindo este raciocínio, a superfície de rotura está inteiramente relacionada com a deformação extensional (Kaiser et al., 2000).

Nas Figuras 3.1 e 3.2 ilustram-se casos de ocorrência de rockburst no empreendimento hidroeléctrico de Jinping II e no túnel hidráulico na Coreia do Sul.



Fig.3.1 - Ocorrência de rockburst no Empreendimento Hidroelétrico de Jinping II (Sousa, 2009)



Fig.3.2 - Rockburst no coroamento de um túnel hidráulico na Coreia do Sul (Sousa, 2010)

Relativamente ao processo de iniciação do rockburst, é necessário ter em conta o desencadear de um mecanismo (*trigger*), pelo que se refere a existência de dois casos díspares:

1. Rockburst remotamente *triggered* – onde o local do remoto evento sísmico (tremor de terra ou deslizamento de terras) e dos danos na escavação ocorrem em sítios diferentes;
2. Rockburst auto-iniciado – onde o local do evento sísmico e dos danos na escavação ocorrem em sítios praticamente idênticos.

Em relação ao primeiro caso, sabe-se que ocorre especialmente em situações que integrem regiões sísmicas activas tal como é discutido por Gurtunca e Haile (1999), citado por Kaiser (2009). Quanto ao segundo caso, sabe-se que o rockburst ocorre em situações particulares mais concretamente quando as tensões na fronteira da escavação excedem a resistência do maciço rochoso, o que leva à rotura da rocha de forma instável e violenta. No caso da energia armazenada da própria resistência do maciço não se dissipar durante o processo de fracturação, ou seja, quando a rigidez do sistema de armazenamento é mais suave do que a rigidez após o pico da rotura da rocha, o rockburst ocorre de forma rápida e violenta (Kaiser et al., 2000).

Como é de prever a rocha entra em rotura quando a tensão excede a própria resistência seja por si só ou remotamente *triggered*. As tensões referidas ocorrem devido à combinação de alguns ou de todos os seguintes factores:

- Tensão gravitacional;
- Tensões induzidas pela escavação;
- Forças dinâmicas devidas a vibrações do maciço (forças de inércia durante a aceleração e desaceleração);
- Incremento de tensões dinâmicas devido ao esforço dinâmico do maciço (causado por ondas de deformação).

Assim, a rotura ou mesmo *triggered* é iniciada quando as tensões atrás referidas excedem a capacidade da rocha suportada e não suportada mesmo que temporariamente. Para a definição da potência de rockburst utilizam-se os níveis de tensão (ou então a razão entre tensões, ou seja, $\sigma_{wall}/\sigma_c = \sigma_{max}/\sigma_c$) (Kaiser et al, 2000).

3.2. MECANISMOS DE ROCKBURST

O fenómeno designado por rockburst trata-se um acontecimento físico de libertação de energia dado pela escavação de um maciço rochoso com elevada energia ao longo de uma superfície livre. Muitos destes fenómenos podem ocorrer a determinadas localizações do túnel e a determinados instantes. Por isso, ocorrem tanto ao nível das paredes laterais, na frente de escavação ou mesmo perto deles, enquanto que os rockbursts que ocorrem 20 metros afastados deles (*rockburst com atraso*) acontecem poucas vezes.

Recentemente He (2009), recorrendo a investigações *in situ* e a análises no aproveitamento hidroeléctrico de Jinping II, classificou o rockburst em dois tipos, mais concretamente em rockburst instantâneo e rockburst com atraso (Quadro 3.1).

Quadro 3.1 – Classificação de rockbursts em Jinping II e as respectivas características (He, 2009)

Tipos	Frequência	Intensidade	Tempo Característico	Características do Volume
Rockburst Instantâneo	Alta	Principalmente fraca	Menos que várias horas	Principalmente em pequenos volumes
Rockburst com atraso	Baixa	Principalmente intensa	Mais do que alguns dias ou meses	Principalmente em grandes volumes

Tal como é demonstrado no Quadro 3.1, verifica-se que existem diferenças no mecanismo gerador entre o rockburst instantâneo e o rockburst com atraso. A máxima tensão, quando ocorre *rockburst instantâneo*, é muito maior do que a resistência do maciço rochoso. O que acontece é que com a formação da superfície livre a tensão de confinamento é libertada não existindo a possibilidade do seu ajustamento tornando impossível o aumento da tensão tangencial antes da ocorrência do rockburst. Contudo, quando ocorre *rockburst com atraso* a tensão máxima está perto do valor da resistência do maciço rochoso. E neste caso a tensão pode ser ajustada após a formação da superfície livre existindo a possibilidade de aumentar a tensão tangencial antes da ocorrência deste tipo de rockburst.

Na Figura 3.3 consegue-se averiguar o modelo de evolução do estado de tensão do fenómeno de rockburst.

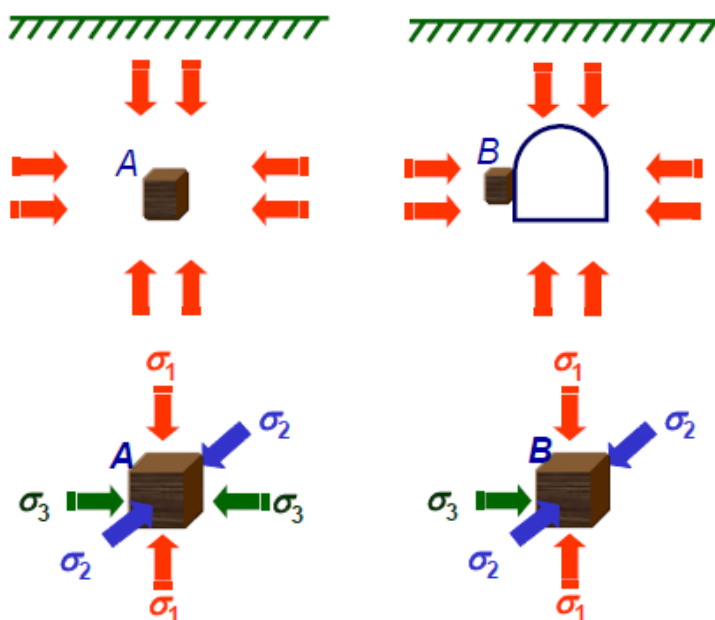


Fig.3.3 – Modelo de evolução do estado de tensão (estado de tensão antes da escavação do lado esquerdo e estado da tensão rockburst depois da escavação do lado direito)

He (2009) apresentou recentemente alguns dos factores que influenciam o rockburst entre os quais se destacam os seguintes:

1. Condições das tensões tais como a tensão provocada pelo seu peso próprio, tensões estruturais, fluência, retracção, etc;
2. Resistência do maciço rochoso;
3. Estrutura do maciço rochoso;
4. Tamanho e efeito da forma da secção transversal;
5. Método de escavação e velocidade;
6. Tipo de suporte e qualidade da construção.

De acordo com ensaios *in situ* e laboratoriais foi possível definir-se a profundidade crítica como a profundidade local, onde ocorre o primeiro rockburst. A profundidade crítica reflecte o conflito e o equilíbrio entre as tensões de carga *in situ* e a resistência do maciço rochoso, contudo inclui factores de influência humana como a qualidade construtiva, etc. É importante ainda referir o facto de que todos os estados com resistências diferentes possuem a sua própria profundidade crítica.

Uma das abordagens que He (2009) referiu é o facto de existir a possibilidade de determinar um índice de risco de rockburst sendo definido pela razão entre a profundidade do túnel e a profundidade crítica do rockburst,

$$F = \frac{H}{H_C} \quad (3.1.)$$

sendo H a profundidade do túnel e H_C a profundidade critica de rockburst. Sendo assim, para valores de F inferiores à unidade a probabilidade de rockburst é elevada, enquanto que, para valores superiores à unidade, a probabilidade de ocorrência deste fenómeno é baixa.

Um outro método de previsão de rockburst é através do critério de teor de minerais de argila onde para valores inferiores a 30% se diz que a probabilidade de ocorrência é elevada, enquanto que para valores superiores a 30% a probabilidade de rockburst é baixa.

Através do critério de estado de tensão existe a possibilidade de determinação da probabilidade de rockburst. Para tal recorre-se à distribuição de tensões e características da resistência do maciço rochoso com o intuito de se desenhar à posteriori um esboço de diferentes zonas de probabilidade de rockburst (Figura 3.4).

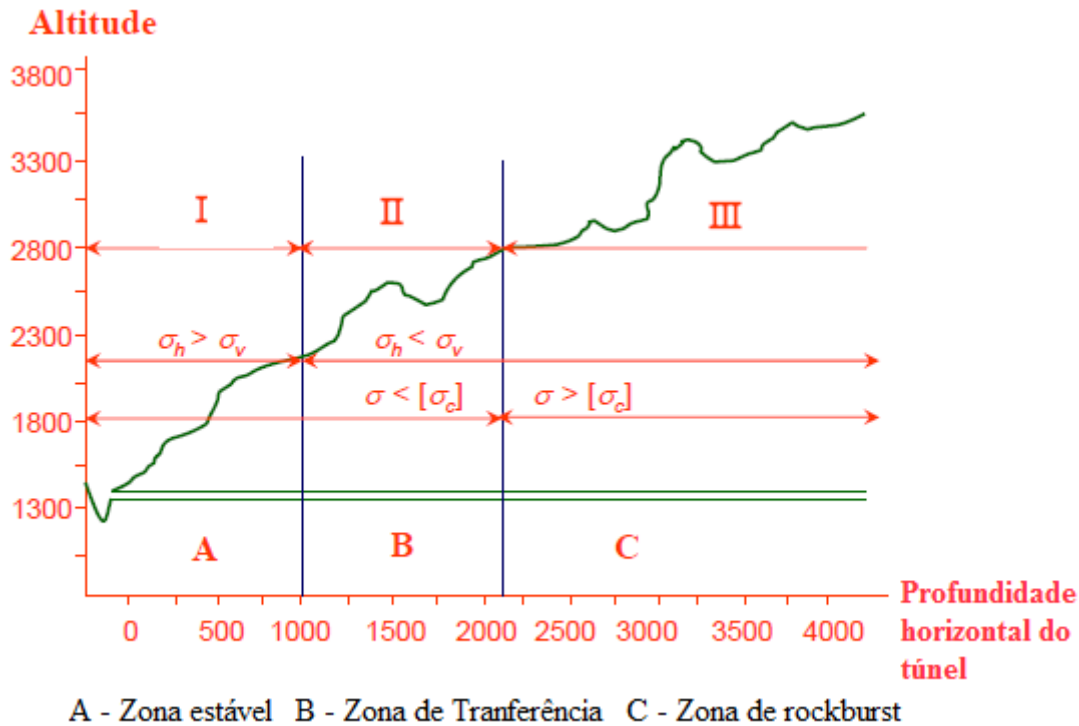


Fig.3.4 - Divisão de zonas para diferentes rockbursts

Existe ainda um outro critério plausível para a determinação deste fenómeno desenvolvido por Hudson (2009) para o empreendimento hidroeléctrico de Jinping II, onde são considerados os seguintes parâmetros para a definição de um Índice de Vulnerabilidade de Rockburst (RVI):

- Altura do recobrimento (expressa em MPa, referindo que 40m ~ 1 MPa);
- Resistência à compressão da rocha intacta (expressa em MPa);
- Fragilidade da rocha intacta (encontrada a partir da curva de tensão-deformação);
- Presença de dobras;
- Presença de superfícies de baixa resistência ou falhas;
- Input da modelação numérica quando disponível.

Um dos aspectos cruciais a ter em conta é assegurar que os valores dos parâmetros do índice contribuam na mesma direcção, ou seja, que não se anulem mutuamente. Sendo assim, os valores dos parâmetros devem aumentar com o respectivo aumento de probabilidade do fenómeno não existindo a necessidade de incluir parâmetros que possuam o mesmo valor ao longo do comprimento do túnel.

Pode-se referir que o RVI varia consoante o método construtivo utilizado, mas os parâmetros associados no método de escavação não precisam de ser incluídos.

Existe ainda a possibilidade de calibrar o RVI tendo em conta uma ampla base de dados sobre rockburst que já ocorreram (Hudson, 2009).

Sendo assim, a profundidade de rotura de rockburst e o volume de rocha envolvido pode ser correlacionado com o valor de RVI através da Figura 3.5 em baixo mencionada.

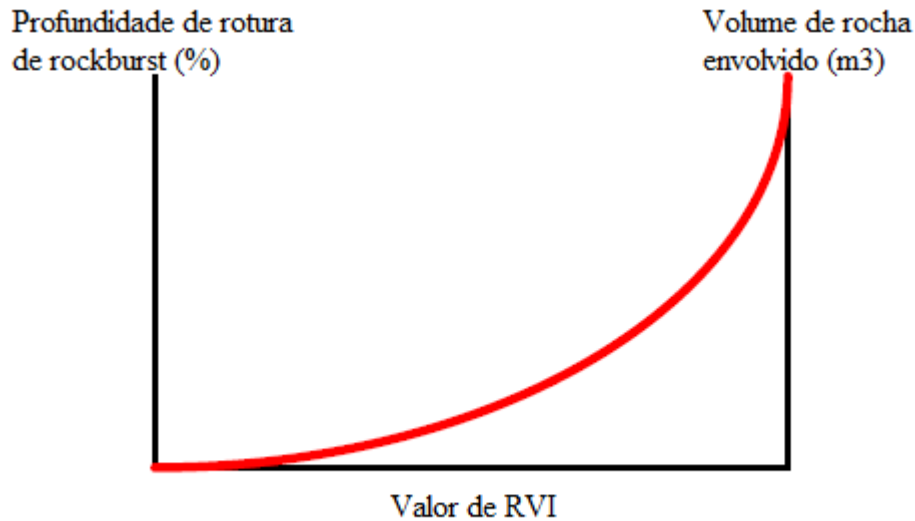


Fig.3.5 - Uso do Índice de Vulnerabilidade de rockburst para estimar a probabilidade da ocorrência do rockburst em toda a área do tunnel bem como o volume envolvido em cada caso (Adaptada de Hudson).

3.3. DANOS DEVIDOS AO ROCKBURST

Quando se efectua uma escavação em rocha dura com rotura frágil sob elevadas tensões, o maciço rochoso tende a entrar em rotura de forma violenta. Como tal, rockburst é definido como um dano com elevadas proporções e que ocorre de forma repentina e violenta.

Em túneis é usual classificar rockbursts de acordo com mecanismos de danos e de severidade.

3.3.1. MECANISMO DE DANOS DE ROCKBURST

Após o início da rotura em si, existem três mecanismos de danos possíveis que foram descritos em detalhe por Kaiser et al. (2000). Um dos mecanismos é referente à queda de rocha induzida sísmicamente que leva ao aumento da aceleração da força gravitacional tornando-se um dos mecanismos mais críticos perante condições marginais estáveis como é o caso da formação de cunhas por estruturas geológicas contínuas.

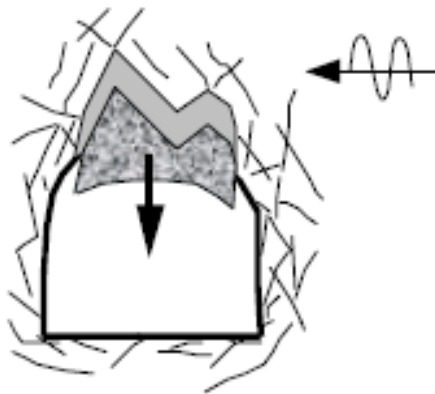


Fig.3.6 - Queda de rocha induzida sísmicamente (Kaiser et al., 2000)

Tal como é demonstrado na Figura 3.6, verifica-se a queda de um bloco de rocha causada por abalos sísmicos. Uma das melhores medidas para a estabilização de tal problema é a possibilidade de aumentar a capacidade do suporte utilizado.

Outro dos mecanismos é referente à fracturação devido à dilatação do maciço rochoso (Figura 3.7). Tal dano ocorre principalmente quando as tensões estáticas e dinâmicas actuantes excedem a própria resistência do maciço rochoso. Em rocha frágil, a fracturação do maciço rochoso em torno de uma escavação está associada ao aumento repentino do volume ou da dilatação do maciço rochoso.

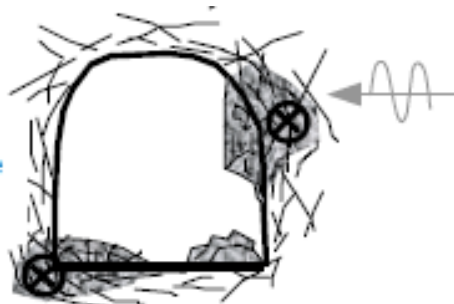


Fig.3.7 - Fracturação devido à expansão do maciço rochoso (Kaiser et al., 2000)

O problema mencionado pode ser reduzido através do reforço do maciço envolvente à abertura do túnel ou então o sistema de suporte pode incluir componentes de retenção deformáveis e de sustentabilidade de forma a evitar a desarticulação do maciço rochoso entre as pregagens.

Por fim, o último mecanismo possível, é referente à explosão da rocha (Figura 3.8). Tal mecanismo é ainda subdividido em dois mecanismos díspares. No caso de rockbursts *triggered* por evento remoto, a energia pode ser transferida por uma fonte sísmica a um bloco de rocha marginalmente estável perto de uma escavação (transferência de força). Durante o rockburst auto-iniciado, parte da energia de deformação armazenada na rotura da rocha pode ser convertida em energia cinética levando à ejeção da rocha (Kaiser et al., 2000).

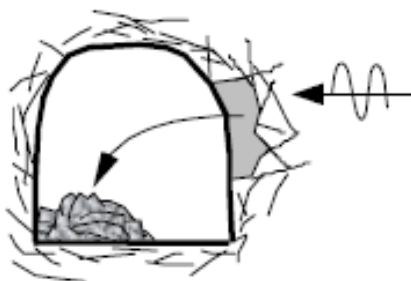


Fig.3.8 - Explosão da rocha (Kaiser et al., 2000)

3.3.2. MECANISMO DE SEVERIDADE DE DANOS DE ROCKBURST

A partir do momento em que a rotura é desencadeada, a severidade dos danos depende intrinsecamente de dois factores: no que concerne ao primeiro, sabe-se que está relacionado com o volume de rocha envolvido no processo de rotura, cujo valor é fortemente dependente da extensão da tensão da rocha em torno da escavação excessivamente tensionada ou da profundidade da rotura. O segundo factor

fornece uma percepção e uma medida da violência da rotura visto estar relacionado com a energia libertada durante esse processo de rotura. A energia libertada depende da tensão de rotura e da resposta do sistema ou da rigidez do sistema dessa referida rotura.

Atendendo à dificuldade da capacidade do suporte de resistir aos danos provocados pelo rockburst bem como à possibilidade de serem armazenadas grandes quantidades de energia na rocha sob elevadas tensões, não é necessária uma grande rotura de rocha para criar condições consideradas severas (Kaiser et al., 2000).

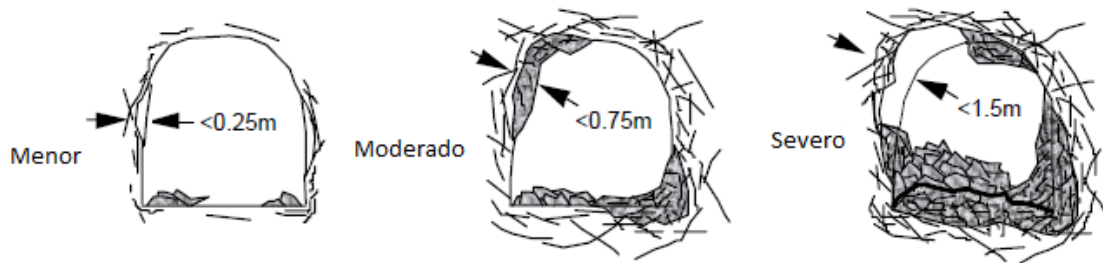


Fig.3.9 - Níveis de severidade de danos de rockburst (Adaptado de Kaiser et al., 2000)

Tal como demonstrado na Figura 3.9 existem três níveis de severidade de danos. A rotura que envolva uma espessura de rocha fracturada inferior a 0,25 m é classificada como um menor dano, um dano moderado é considerado quando a espessura é inferior a 0,75m e por fim se a espessura for inferior a 1,5, ou mesmo superior, os danos são considerados severos. A justificação desta classificação é dada por Kaiser e Tannant (1999).

3.4. SUPORTE E REFORÇO DO MACIÇO ROCHOSO

O suporte assume um papel crucial em rochas com elevadas tensões procurando controlar o processo de rotura e tendo sempre permanente que a resistência do suporte é, em regra, mais baixa do que a do maciço rochoso. O processo de controlo de rotura consiste na capacidade do suporte em reter fragmentos de rocha que existam na periferia do túnel sem atrair tensões indevidas para os elementos que o constituem. Os elementos referidos dizem respeito ao caso de pregagens, malhas, betão projectado, etc, em que como é claro cada um leva a cabo diferentes funções.

Tal como qualquer outra obra de engenharia é necessário ter em conta determinadas particularidades de determinados projectos e, como é evidente, os suportes não são excepção. Um dos problemas é relativo à aplicação do suporte em maciços rochosos com elevadas tensões, mais concretamente no controlo de tensões induzidas em rochas fracturadas. Outro dos problemas relacionado com a carga estática, é o caso da aplicação do suporte em maciços desconfiados, apresentando problemas em casos concisos como os modos de rotura controlados estruturalmente ou rotura de pré-dimensionamento ou danos de tensão do terreno durante o processo de libertação das tensões na escavação (Brady & Brown, 2004).

3.4.1. FUNÇÕES DO SUPORTE

Assim como foi referido anteriormente, a cada sistema de suporte estão associados vários elementos em que cada um possuindo um papel específico e complexo e dependendo do comportamento da interacção entre o maciço e o suporte. Na aplicabilidade de pregagens, estas assumem a função

principal de sustentar o maciço rochoso. A malha metálica é, também, usada para conter a rocha solta ou fracturada e o betão projectado, tal como é sabido das suas propriedades, é uma junção destas funções, visto que sustém por adesão e fortalece a rocha, pois possui um comportamento de prevenção dos movimentos relativos na interface entre o betão projectado e a superfície da rocha, actuando como uma “super malha” com a adesão de um componente de retenção duro e da capacidade de curvatura e flexão (Kaiser et al., 2000).

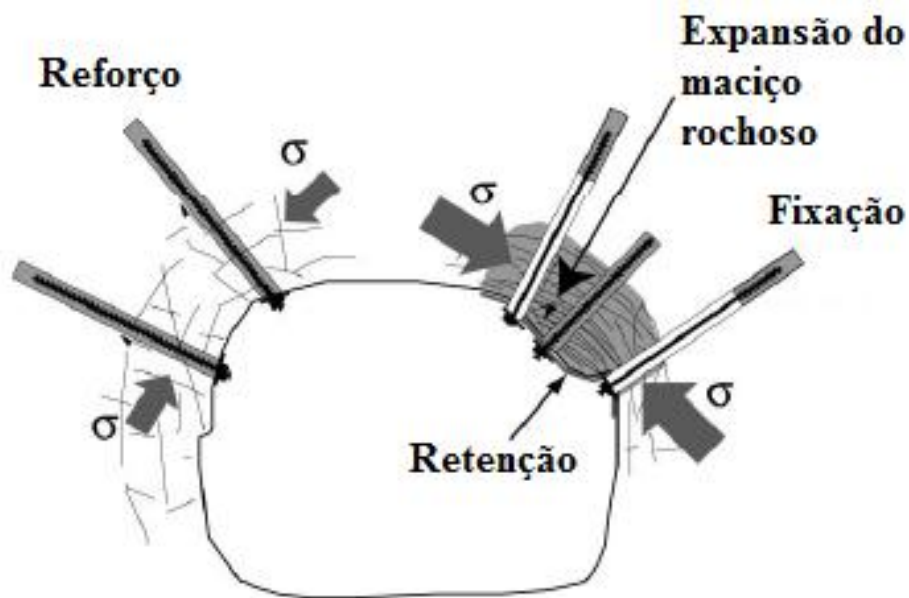


Fig.3.10 - Três funções primárias de elementos de suporte (Kaiser, 2009)

Tal como é ilustrado na Figura 3.10, cada elemento do sistema de suporte é planeado com o intuito de ser capaz de realizar uma das três funções. Uma das primeiras funções é respeitante à capacidade de reforçar o maciço rochoso de forma a torná-lo mais resistente, bem como controlar a sua possível dilatação. Os mecanismos de reforço utilizados geralmente conseguem restringir e controlar a dilatação do maciço rochoso garantindo de forma clara que o atrito interblocos bem como a coesão do maciço rochoso sejam completamente explorados. Os elementos de apoio rígidos utilizados são os de metal ou os tirantes, enquanto no caso de elementos dúcteis ou de cedência sob condições de elevadas tensões ou deformações são utilizados os *Split Sets*, *Yielding Swellex* ou *Cone Bolt*.

Outra das funções primárias é referente à capacidade de retenção de fragmentos de rocha de ser possível *a priori* prever a rotura principal e o desconjugar da rocha. Os elementos de retenção podem ser rígidos ou mesmo duros, tal como é o caso de suportes com placas de betão ou anéis completos de betão projectado, ou então podem comportar-se de forma a serem capazes de se deformarem, tal como as malhas metálicas ou painéis de betão projectado. Torna-se ainda importante referir a existência de elementos capazes de sofrerem uma transição de um comportamento rígido a dúctil na presença de deslocamentos com diferenciais largos, por exemplo, reforço da malha com betão projectado.

Por fim a última função consiste na capacidade de fixar os blocos principais do maciço rochoso e assegurar a ligação em torno dos elementos de retenção de forma a estabilizar o maciço. A ancoragem pode fornecer condições necessárias no caso de possuir uma elevada resistência de rocha estável, bem como no caso de cabos injectados ou pregagens injectadas com resina. Torna-se crucial ter em conta que em presença de condições impostas, mais concretamente no que respeita ao deslocamento entre o arco e a cabeça do elemento que retém os blocos de rocha, é fundamental a presença de um elemento

passível de se deformar. Tal elemento pode ser reforçado com um mecanismo de deslizamento como é o caso de pregagens em cone ou *split set* ou então por um material altamente dúctil por exemplo, *SuperSwelllex* com deformação ou ainda pela combinação entre ambos.

3.4.2. REFORÇO E FIXAÇÃO DA ENERGIA DISSIPADA COM RECURSO A PREGAGENS

O reforço do maciço rochoso tem fundamentalmente duas funções que consistem em prevenir a deteriorização do maciço rochoso através da manutenção do efeito de arco em torno da cavidade e da interligação entre blocos; e em controlar e minimizar os efeitos de dilatação do maciço rochoso durante o fenómeno do rockburst.

Como é expectável, no que concerne ao reforço do próprio maciço, a primeira função é manter o quanto possível, a capacidade de autoportante. Na presença de distúrbios de eventos dinâmicos verifica-se um claro domínio de tensões de corte, pelo que se deve reforçar a auto capacidade do maciço rochoso através da conservação das ligações intrínsecas, bem como preservar um elevado ângulo de dilatação ao longo das superfícies das descontinuidades rugosas.

Em rochas com tensões elevadas, as fracturas são formadas a partir de descontinuidades e falhas, em regra com superfícies paralelas, segundo um processo de degradação do maciço.



Fig.3.11- Vista ao longo das operações de extracção visualizando as tensões de fracturação induzidas em torno da escavação e a estabilização efectiva da rocha fracturada utilizando as pregagens (Kaiser, 2000).

Em presença de um maciço rochoso com grande número de descontinuidades, o reforço toma um papel ainda importante no que respeita à limitação da localização deformações e prevenindo a formação contínua de superfícies de corte (Figura 3.11). A distribuição da deformação de corte apresenta, em regra, um elevado grau sendo necessária a aplicação de um reforço rígido para minimizar o problema.

Pregagens rígidas são as que possuem um melhor reforço da rochas, contudo podem entrar em rotura quando carregadas de forma excessiva. Assim, em maciços rochosos onde possa ocorrer rockburst é preponderante o recurso de pregagens com uma pequena ductilidade como é o caso das *SplitsetTM* ou *SwelllexTM* (ou *SuperSwelllexTM*) de forma a fixar todo o conjunto do reforço utilizado. Para condições mais severas do fenómeno, é necessária a utilização de pregagens flexíveis e com uma elevada capacidade de carga. Para uma optimização do comportamento destas pregagens é necessário mencionar que deverão ser bem conectadas ao sistema de retenção através da malha metálica ou betão projectado (Kaiser, 2009).

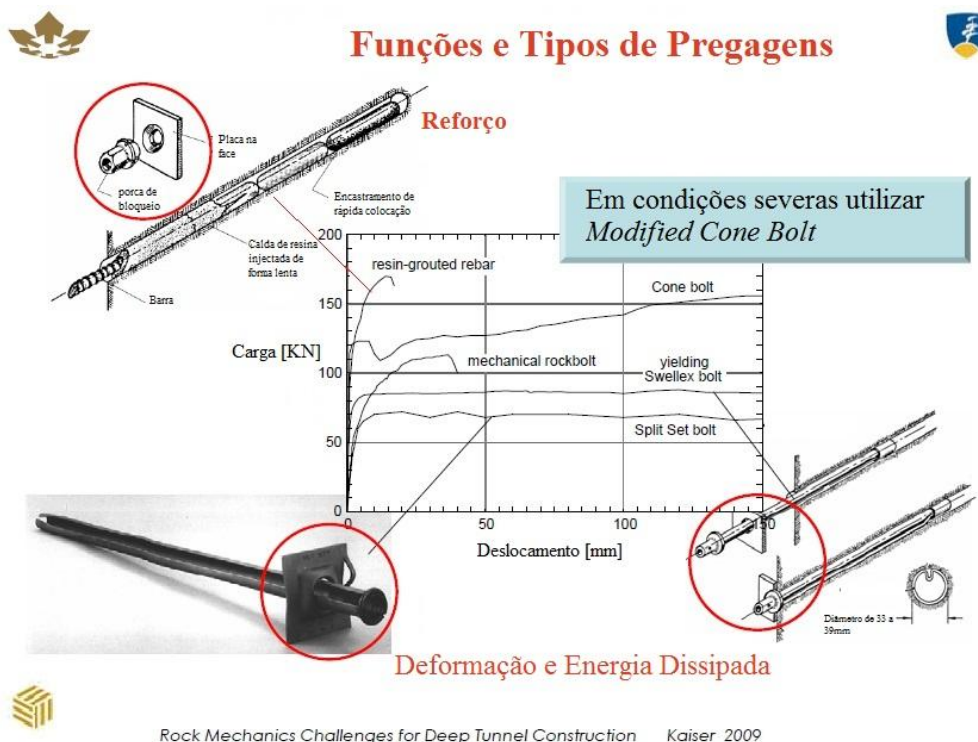


Fig.3.12 - Tipo de pregagens com as características carga-deslocamento (Adaptado de Kaiser,2009)

A Figura 3.12 relata de forma sucinta o tipo de pregagens, bem como o seu comportamento perante determinados níveis de carregamento mais concretamente para *Resin-Grouted Rebar*, *Cone Bolt*, *Mechanical Rockbolt*, *Yielding Swellex Bolt* e *Split Set Bolt*. Ora, no caso de utilização *Resin Grouted Rebar*, a calda com resina torna a pregagem com maior capacidade resistente mas com uma menor possibilidade de deformação. Nos tipos *Cone Bolt*, *Yielding Swellex Bolt* e *Split Set Bolt* verifica-se que contêm uma maior capacidade de deformação, mas somente o primeiro contém uma maior capacidade de carga.

3.4.3. COMPONENTES DO SISTEMA DE RETENÇÃO

A utilização de componentes como malha metálica, betão projectado com reforço de fibras ou então o conjunto entre ambos permite a obtenção de um sistema de retenção com uma elevada capacidade de resistência. Para diminuir o tempo efectivo e aumentar a capacidade de carga dos componentes, recorre-se a cimbres metálicos.

A malha deve sobrepor-se ao maciço rochoso e as pregagens devem fixá-la de tal forma que quando carregada por rocha fracturada ela possua capacidade resistente.

O reforço do betão projectado com fibra para condições de rockburst pequeno ou moderado é muito superior para deformações centrais entre pregagens menores que 50mm. No caso de maiores deformações (entre 50 a 100mm entre pregagens), é necessário o reforço do betão projectado com malha metálica. Por vezes poderá ser preponderante o recurso a uma outra malha sobre o betão projectado, de forma a evitar a ejeção de placas de betão projectado para a abertura subterrânea o que poderá por em risco a segurança dos trabalhadores (Kaiser, 2009).

3.4.4. SISTEMA DE INTEGRAÇÃO

O sistema de suporte depende intrinsecamente das componentes que o constituem tornando importante que todas as ligações existentes sejam de qualidade superior. Isto inclui:

- As *pregagens* deverão ter uma placa com tamanho suficiente de forma a prevenir o corte dos fios que constituem a malha metálica. Deverá ainda ter um buraco com tamanho suficiente para o tubo de aço e para a porca;
- A *qualidade da calda* deve ser de tal forma que seja atingido de forma rápida a sua resistência. O pré-esforço não é recomendado para maciços rochosos com a possibilidade de ocorrência de rockburst;
- Os cimbres metálicos devem possivelmente ser utilizados para melhorar a capacidade de carga do sistema de retenção;
- O *betão projectado* deve penetrar na malha metálica;
- Para situações onde ocorrem rockburst severos, deve ser considerada a malha sobre o betão projectado pois a ejeção é perigosa para os trabalhadores.

4

CONSTRUÇÃO DE UMA BASE DE DADOS DE ROCKBURST E APLICAÇÃO DE TÉCNICAS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL

4.1. INTRODUÇÃO

Na construção de um túnel procura-se sempre ter em conta a segurança ao nível dos trabalhadores e da própria obra. Contudo, registam-se eventos ocorridos em todo o mundo que suscitam preocupações relativamente à perda de vida humana. A ausência de dados fiáveis sobre os riscos que os túneis podem enfrentar durante a construção, apresenta-se como um dos principais factores para a ausência de implementação de medidas mitigadoras na larga maioria dos fenómenos prejudiciais.

Este capítulo descreve a organização de uma base de dados de determinados casos de rockburst verificados durante a construção de diversos túneis. Para elaborar a base de dados, recorreu-se a uma extensa pesquisa ao nível de literatura técnica, publicações e a relatos de experiências na área de túneis. Os dados foram armazenados e analisados numa base de dados sendo o rockburst classificado mediante as suas proporções e dimensões, as suas causas e suas consequências.

Recorreu-se à aplicação de técnicas de Inteligência Artificial à referida base de dados, nomeadamente de técnicas de *Data Mining* e ao uso de Redes Bayesianas. A técnica de *Data Mining* corresponde a uma nova área da ciência de computadores que se encontra na intersecção da estatística, no conhecimento da máquina, na gestão de dados e base de dados, na identificação de padrões e de outras áreas. *Data Mining* surge como uma classe de técnicas analíticas que vão para além das estatísticas e preocupações com uma procura automática, simples, que resume os padrões e relações que se situem na série de dados que tenham um valor científico ou objectivo. Sendo assim, permite procurar a tendência e relações entre variáveis que caracterizem o sistema e os processos com o objectivo de prever o seu estado futuro. As técnicas de *Data Mining* procuram, então, analisar e extrair conhecimentos a partir de uma base de dados relativas a fenómenos de rockburst, com o intuito de descobrir informações novas e relevantes, como a forma de padrões e regras, a partir de relacionamentos entre os elementos dos dados (Miranda, 2007).

Finalmente aborda-se de uma forma sintética a construção de diagramas de influência para o rockburst e é elaborada uma rede Bayesiana para o diagrama desenvolvido. Estas redes são uma representação gráfica sucinta da probabilidade de ocorrência de rockburst e que terá um desenvolvimento em futuros trabalhos para uma previsão deste fenómeno.

4.2. CONSTRUÇÃO DE UMA BASE DE DADOS DE ROCKBURST

4.2.1. COLECÇÃO DE DADOS

Com o intuito de avaliar e compreender que tipos de eventos indesejáveis podem ocorrer após o rockburst, procurou-se reunir e armazenar uma certa quantidade de informações numa base de dados. Isto permite melhorar o conhecimento sobre que tipos de acidentes ocorrem devido ao rockburst, bem como identificar em que circunstâncias se encontram ao nível do maciço circundante da abertura do túnel.

Produziu-se um formulário com o intuito de facilitar a interacção entre especialistas e que consiste em nove secções:

- Local de ocorrência;
- Método construtivo;
- Geometria do túnel;
- Resistência da rocha;
- Estado de tensão do maciço rochoso;
- Dimensões e localização do rockburst;
- Severidade e o tempo de atraso em obra;
- Danos no túnel.

Relativamente ao empreendimento, considerou-se toda a informação relativa ao projecto. Sendo assim, a secção do *Local de Ocorrência* está relacionada com o projecto onde o fenómeno ocorre e abrange quatro subsecções:

1. *Empreendimento*: identificação do local onde ocorre o fenómeno;
2. *Data*: o dia, mês e ano respeitantes à ocorrência do rockburst;
3. *Local*: subsecção referente ao País onde se insere o empreendimento;
4. *Comprimento da ocorrência*: comprimento em metros segundo a longitudinal do túnel.

Outro dos aspectos relevantes é o *Método Construtivo* do túnel constituído por três subsecções mais concretamente por:

1. *Tipo de escavação*: nesta subdivisão é referido o tipo de escavação adoptado para a construção do túnel;
2. *Tipo de suporte*: onde se indica o suporte utilizado em toda a abertura do túnel;
3. *Avanço da frente*: corresponde ao avanço da frente de escavação que está inteiramente relacionada com o tipo de escavação utilizado.

Para finalizar toda a secção considera-se a *Geometria do Túnel* que abrange os seguintes aspectos:

1. *Formato*: relativo à forma da abertura do túnel
2. *Diâmetro equivalente*: dimensão do túnel

Além de identificar o empreendimento onde ocorre o fenómeno, é crucial definir-se as condições do maciço rochoso circundante ao túnel. A secção da *Resistência da Rocha* abrange toda a informação de parâmetros intrínsecos do maciço rochoso, sendo repartida por cinco subdivisões:

1. *Tipo de rocha*: neste tópico é referido o tipo de maciço rochoso circundante ao túnel;
2. *Resistência à compressão uniaxial*: trata-se de um parâmetro intrínseco do maciço rochoso em MPa;

3. *Módulo de Deformabilidade*: parâmetro de deformabilidade do maciço rochoso

Outro aspecto a reter é o *Estado de Tensão do Maciço* que é repartido pelos seguintes aspectos:

1. *Coeficiente de Impulso*
2. *Falhas e descontinuidades relevantes*
3. *Dobras*
4. *Altura de água*

Finalmente, o último aspecto inserido nesta base de dados é relativo ao fenómeno em si, mais concretamente nas proporções que pode tomar, bem como a forma como influencia no empreendimento. A secção relativa às *Dimensões e Localização do Rockburst* no túnel é subdividida pelos seguintes aspectos:

1. *Orientação*: local ao longo da periferia do túnel onde ocorreu rockburst. Para a sua identificação utilizou-se a orientação segundo os ponteiros do relógio;
2. *Profundidade*: distância entre a superfície do terreno e o local onde se deu o fenómeno;
3. *Formato*: relativo ao bloco que se destacou da superfície do túnel;
4. *Altura*: dimensão directamente relacionada com o formato do bloco;
5. *Raio equivalente*: relativo ao bloco que sofreu rockburst.

Outros dos aspectos relevantes é a *Severidade e o Tempo de Atraso* na obra constituído por duas subdivisões:

1. *Tipo de acidente*: é descrita de que forma suscitou o acidente;
2. *Atraso na Obra*: dado pelo efeito de rockburst em horas.

Por fim, consideraram-se os *Danos do Túnel* provocados pelo rockburst, observando-se duas possibilidades, mais concretamente:

1. *Danos nos equipamentos*
2. *Danos no suporte primário*

Para completar a base de dados, recorreu-se a uma extensa pesquisa de vários casos na qual se utilizou um formulário que abrangeu os aspectos mencionados anteriormente e que constituiu na totalidade 62 casos na base de dados. Cada registo na base de dados é baseado na interpretação de artigos bem como através de um questionário preenchido por um perito. Sublinha-se que é uma base de dados com um certo número reduzido de casos, sendo no entanto um passo inicial verdadeiramente fundamental para a criação de um modelo mais complexo num projecto futuro.

4.2.2. ESTRUTURA DA BASE DE DADOS

A base de dados representa uma colecção de informação de rockburst ocorrida em diferentes áreas em todo o mundo ao nível de túneis de engenharia e mineiros.

O processo de recolha de dados e estruturação da sua base foi iterativo. Começou com uma estrutura simples onde os dados sobre o projecto e sobre o rockburst foram colocados, e à medida que se verificava o aumento dos dados, a estrutura tornou-se mais complexa. Para a criação da base de dados recorreu-se ao software Microsoft Access de forma a facilitar a organização da informação. Cada registo contém informações sobre o Local de Ocorrência que está inteiramente ligado ao Método construtivo do túnel sendo a sua Geometria conectada também à resistência e Estado de tensão do maciço rochoso e por fim associado à Severidade e tempo de atraso em obra, Danos no túnel e Dimensões e Localização do rockburst.

A Figura 4.1 apresenta as relações entre todas as secções referidas anteriormente e verificando-se que estão todas ligadas pelo ProjectID, ou seja, para o aparecimento de rockburst num determinado local de ocorrência, o seu registo terá o mesmo ProjectID para o Método Construtivo bem como para a Geometria do Túnel e por aí adiante até à última ligação.

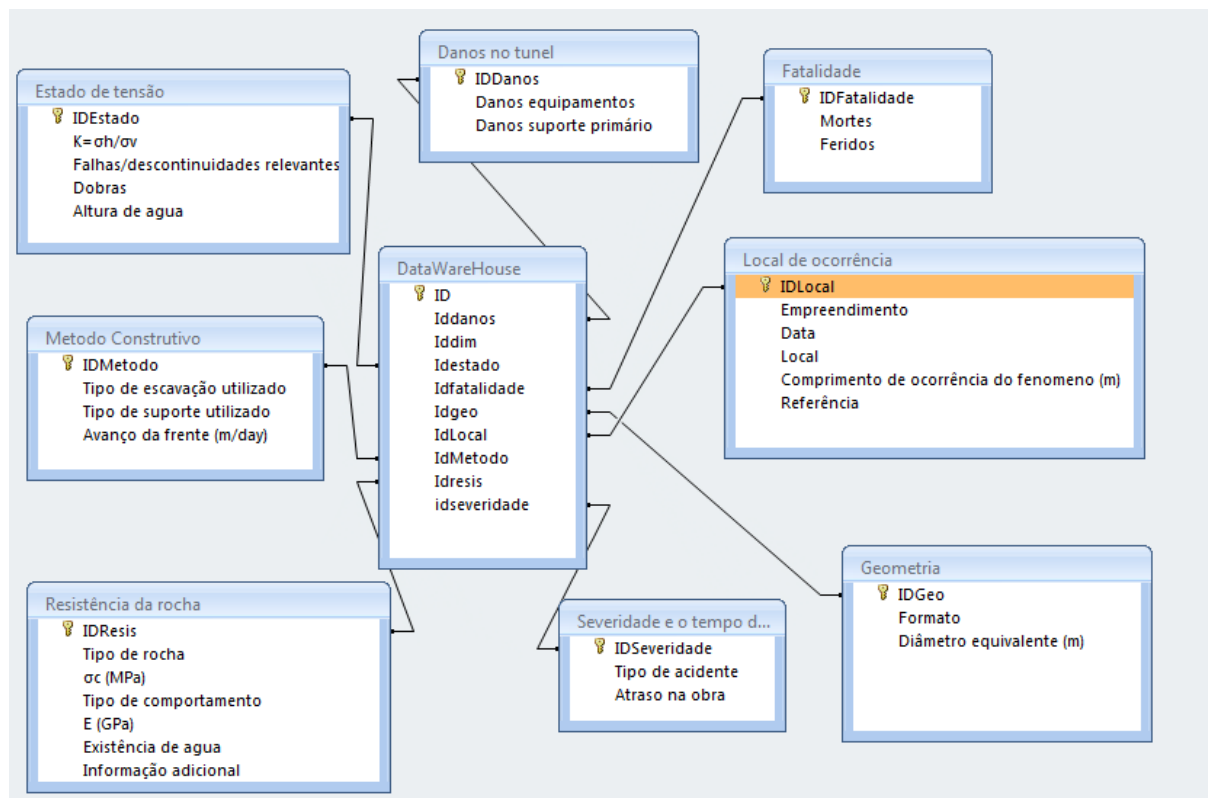


Fig.4.1 - Relações entre as secções consideradas na base de dados

Após completar a base de dados, verificou-se a ausência de casos na secção de Fatalidades devido à confidencialidade em obra, tornando-se numa secção a não considerar no desenvolvimento deste Capítulo.

Um dos aspectos relativos à distribuição dos casos refere-se à funcionalidade do túnel, da qual se destaca uma maior presença para aproveitamentos hidroeléctricos (91 %) (Figura 4.2). No entanto, convém denotar que a maioria dos casos de ocorrência de rockburst se verifica em minas subterrâneas profundas.

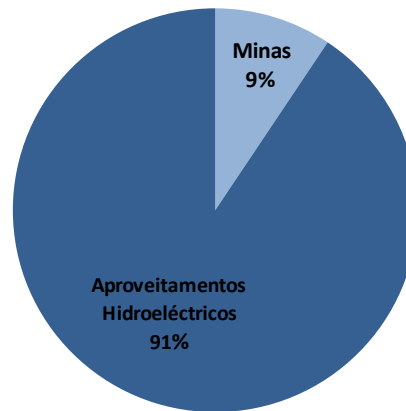


Fig.4.2 - Distribuição de casos mediante a funcionalidade do túnel

A colecção dos dados cingiu-se aos métodos de escavação como *New Austrian Tunnelling Method* (NATM), *standart Drill and Blast* (D&B) e *Tunnel Boring Machine* (TBM). Tal como se pode averiguar pela Figura 4.3, mais de 50% dos casos são através do recurso a meios convencionais, ou seja, a partir de D&B e NATM.

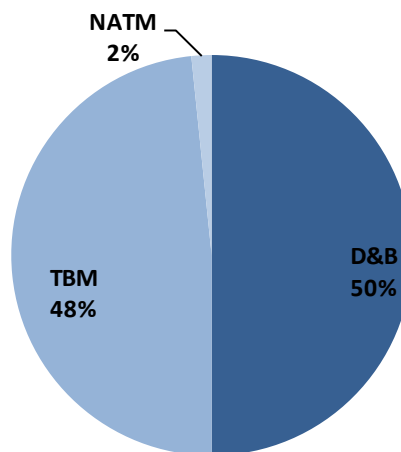


Fig.4.3 - Distribuição dos casos através do tipo de construção do túnel

Outro aspecto referido ao nível do túnel é o seu formato tendo sido considerados dois casos possíveis, mais concretamente as formas circular e em ferradura. Tal como é ilustrado na Figura 4.4, existe uma maior percentagem de casos com o formato circular devido ao uso de TBMs.

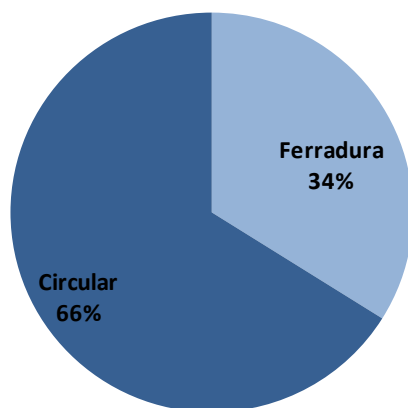


Fig.4.4 - Distribuição dos casos mediante a forma do túnel

4.3. ANÁLISE DE DADOS

Segundo a análise dos dados para tipos de acidentes, como se menciona na Figura 4.5, verifica-se que mais de metade dos casos de acidentes (60 %) devidos ao rockburst é por excesso de carga, isto corresponde a um rockburst muito forte. Isto é expectável, visto que se destacam volumes de rocha com elevada energia. Outro aspecto interessante é uma percentagem considerável de acidentes devido a um forte rockburst, resultado de uma grande explosão seguida de uma forte ejeção.

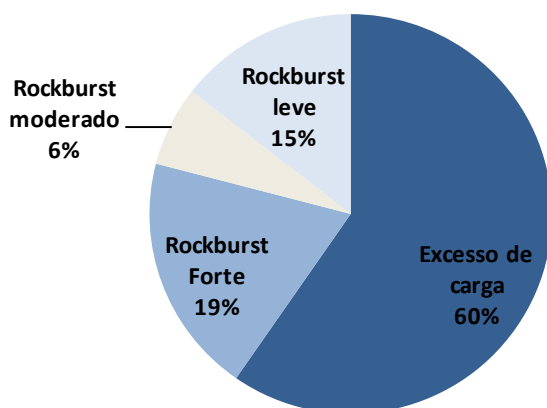


Fig.4.5 - Distribuição dos casos mediante o tipo de acidente

Outro aspecto interessante é a distribuição dos casos tendo em conta o tipo de suporte primário utilizado na elaboração do túnel. A Figura 4.6 menciona que 48 % dos casos de rockburst ocorrem para um suporte constituído por betão projectado e malha metálica. Apresentam também percentagens consideráveis os suportes com pregagens sistemáticas em conjunto com malha e arcos metálicos (15 %) bem como pregagens sistemáticas em conjunto com malha (10 %). O caso que apresenta a menor percentagem é a malha metálica com 2 % que se pode atribuir ao seu precário comportamento, quando aplicado de forma isolada em túneis.

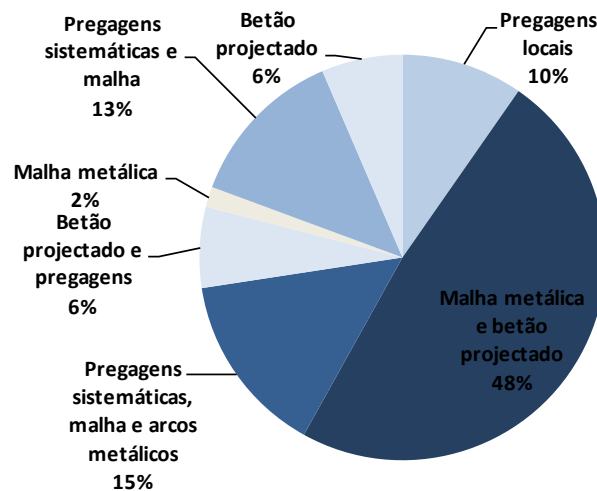


Fig.4.6 - Distribuição dos casos mediante o tipo de suporte primário

Após a ocorrência de rockburst, verifica-se que em 31 % dos casos não existem danos nos equipamentos, existindo uma percentagem reduzida de problemas ao nível das tuneladoras que levaram ao atraso da obra (Figura 4.7). Contudo, regista-se uma percentagem elevada (53 %) de casos onde foi impossível a obtenção de dados completos. Pelo que, considerando apenas os casos em que existe informação, a situação relativa a danos nos equipamentos e suporte corresponde a 34 %.

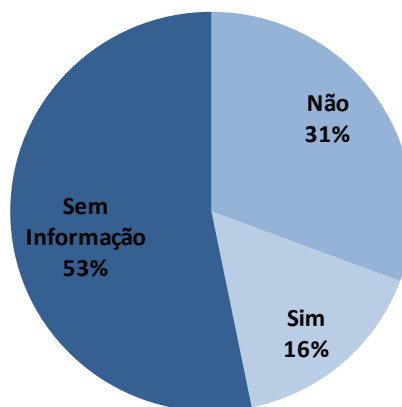


Fig.4.7 - Distribuição dos casos mediante danos nos equipamentos

Sobre este tipo de acidentes é ainda importante apreciar a sua influência ao nível do suporte primário. Segundo a base de dados, verificou-se na totalidade dos casos, danos no suporte das quais se destacam problemas ao nível da quebra ou dobra dos arcos de aço, estilhaçamento do betão projectado ou mesmo a destruição da totalidade do suporte. Contudo, em 53 % dos casos não existiu a possibilidade de obtenção de uma completa informação.

No que concerne ao bloco projectado devido ao rockburst, conclui-se que a forma predominantemente é aproximadamente em forma de cone (24 %), existindo uma percentagem reduzida na distribuição

dos casos para prisma e pirâmide. Houve uma certa dificuldade ao nível da obtenção dos dados, daí a elevada percentagem mencionada de casos sem informação (60 %), tal como se ilustra na Figura 4.8.

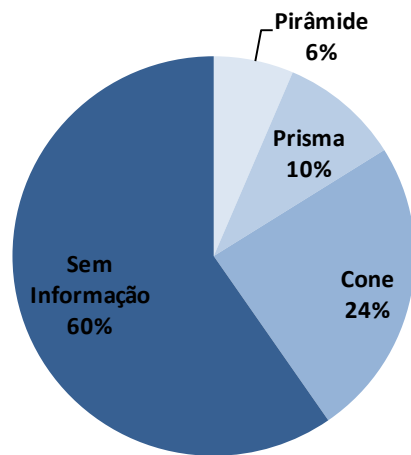


Fig.4.8 - Distribuição dos casos mediante a forma do rockburst

Para uma correcta interpretação ao nível da orientação do rockburst na periferia do túnel, seguiu-se a convenção do sentido dos ponteiros do relógio, tendo em conta o sistema horário. Na Figura 4.9 exemplifica-se a convenção utilizada. Desse sistema horário repartiram-se 4 secções das quais cada uma simboliza uma determinada zona do limite do túnel. Sendo assim, a secção entre as 10,5 h e as 1,5 h representa o tecto do túnel, a secção entre as 1,5 h às 4,5 h a parede lateral do lado direito, a secção entre as 4,5 h às 7,5 h a zona inferior do túnel e por último a secção entre as 7,5 h às 10,5 h a parede lateral do lado esquerdo.

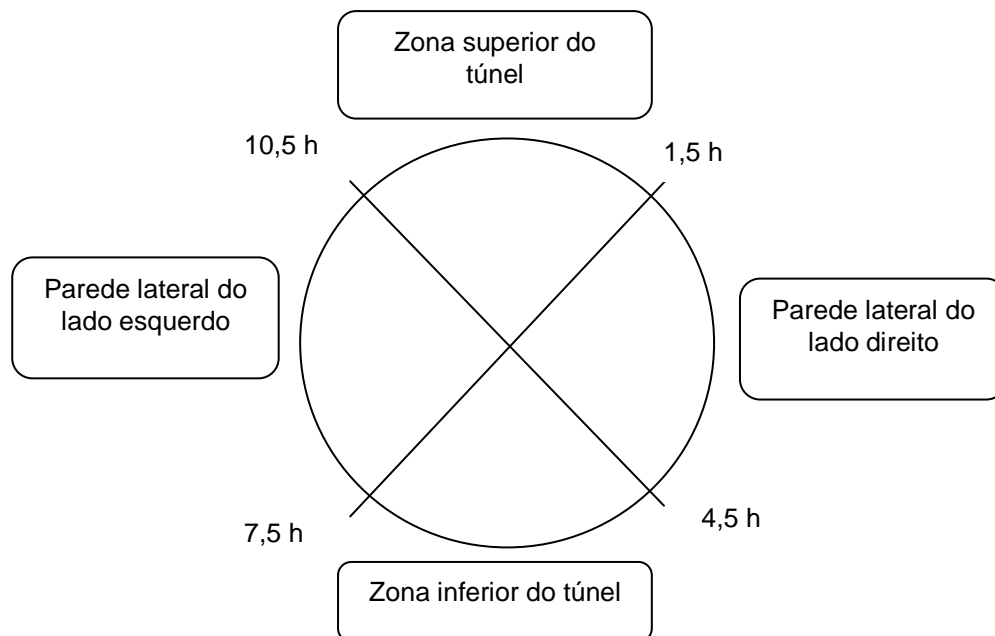


Fig.4.9 - Orientação de rockburst segundo o sentido horário

Assim sendo, verifica-se uma predominância de rockburst no tecto do túnel, pois a orientação entre as 10,5 h e a 1,5 h apresenta uma percentagem de 29 %. Daqui subentende-se que para a distribuição dos casos no que concerne à resistência do maciço rochoso a tensão horizontal pode ser predominante quando comparada com a tensão vertical ou devido à ocorrência de superfícies de baixa resistência, como falhas e dobras. (Figura 4.10).

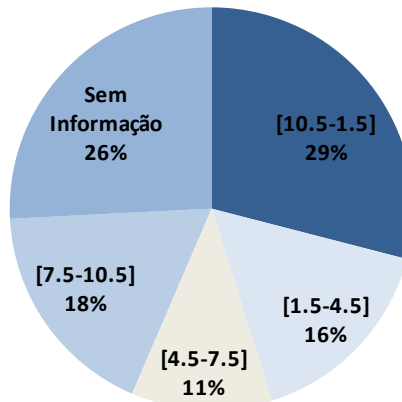


Fig.4.10 - Distribuição dos casos mediante a orientação do rockburst

4.4. CLASSIFICAÇÃO DO ROCKBURST

Para a ocorrência de rockburst devem existir determinadas condições tais como uma grande quantidade de acumulação de energia e elevadas tensões. Sendo assim, o rockburst é causado por uma escavação subterrânea que permite a libertação de tensões *in situ*. Este fenómeno pode ser dividido em duas fases básicas: uma é o processo de formação do rockburst em que os materiais do maciço rochoso quebram gradualmente e o outro é a explosão dinâmica da rocha que liberta uma larga energia de deformação do maciço circundante ao túnel.

Após o fenómeno, deparamo-nos com diversas características que são intrínsecas ao tipo de bloco ejectado da superfície do túnel. A explosão é caracterizada por um som próprio do tipo de rockburst verificado bem como a duração de tal acontecimento. Relativamente ao bloco libertado, é caracterizado pela profundidade, morfologia e dimensões do mesmo. Atendendo às dimensões que o rockburst pode tomar, sabe-se que pode induzir a um impacto nos processos construtivos sendo uma característica relevante mediante o tipo de rockburst.

No capítulo anterior foi abordada a questão da classificação do rockburst tendo sido definido dois índices nomeadamente os estabelecidos por He (2009) e Hudson (2009). He definiu um índice de risco *F* dada pela razão entre a profundidade do túnel e a profundidade crítica do primeiro rockburst. Acontece que na base de dados não existe a informação sobre o valor da profundidade crítica nas obras envolvidas pelo que não é possível a aplicação deste critério. De acordo com a informação disponível na base de dados, praticamente quase todos os casos apresentados são enquadrados em rockburst instantâneo conforme apresentado no Quadro 3.1. Relativamente ao índice RVI estabelecido por Hudson (2009) não se dispõe na base de dados, informação suficiente para proceder à sua aplicação nomeadamente, no que respeita à fragilidade da rocha intacta e ao input da modelação numérica.

Adoptou-se, por isso, uma classificação do rockburst utilizada para o empreendimento hidroeléctrico de Jinping II (BVE, 2009), conforme apresentado no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Classificação de rockburst (adaptada de BVE, 2009)

Tipos	Descrição	Tipo de Som	Características da duração	Profundidade do bloco (m)	Impacto na Escavação	Suporte a Utilizar
I	Rockburst pequeno	Som de fracturas (cracking)	Explosão esporádica	<0,5	Pequeno	Betão projectado reforçado com pregagens
II	Rockburst médio	Som nítido de fracturas	Longa duração e não progressiva ao longo do tempo	0,5-1,0	Com um certo impacto	Betão projectado com pregagens e malha metálica
III	Rockburst forte	Som semelhante a uma forte explosão	Rápida com o aumento da profundidade do maciço rochoso	1,0-2,0	Com um razoável impacto	Betão projectado, pregagens e malha metálica
IV	Rockburst muito forte	Som semelhante a uma intensa explosão	Súbita com o aumento da profundidade do maciço rochoso	>2,0	Com um grande impacto	

O sistema classificativo abordado no Quadro 4.1 foi aplicado à base de dados. Sendo assim, foi possível obter uma distribuição dos casos mediante o tipo de rockburst tal como é demonstrado na Figura 4.11.

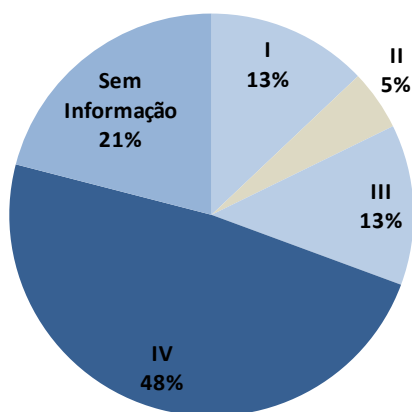


Fig.4.11 - Distribuição dos casos mediante o tipo de rockburst

Dada a escassez de informação disponível utilizou-se como variável a profundidade de bloco da qual se retirou o tipo de rockburst que lhe está associado. Sendo assim obteve-se uma elevada percentagem para o tipo IV de 48 %, e percentagens bastante inferiores para os tipos I, II e III. Atendendo ao facto que 21 % dos casos não possuem informação que permita a classificação do rockburst, o rockburst do tipo IV corresponde a cerca de 2/3 da distribuição dos casos passíveis de classificação. Isto acontece porque a grande maioria dos casos obtidos correspondem a empreendimentos hidroeléctricos subterrâneos de grande dimensão.

4.5. DATA MINING

Nas últimas décadas, verificou-se que com o avanço das tecnologias se desenvolveram novos sistemas computacionais que suscitaram o aparecimento da Inteligência Artificial (IA) que despoletou o desenvolvimento de algoritmos de aprendizagem automática. Estes algoritmos visam resolver de forma computacional os problemas complexos, recorrendo à identificação das variáveis envolvidas e na modelação do seu relacionamento. Com a criação de vastos arquivos de dados que representam o registo de um extenso conhecimento de fenómenos levou ao incremento da relevância da utilização destes algoritmos.

O Data Mining é a etapa principal no processo de desenvolvimento de mecanismos para a análise extensiva de base de dados. O *Data Mining* procura descobrir padrões e tendências nos dados tratados com recurso a técnicas que conseguem suportar grande complexidade através de analogias simples.

4.5.1. METODOLOGIAS

O interesse na aplicação do *Data Mining* levou à necessidade de definir medidas standard para pôr em prática as tarefas. As metodologias mais utilizadas são o CRISP-DM (*Cross-Industry Standard Process for Data Mining*) e o SEMMA (*Sample, Explore, Modify, Model e Assess*) (Miranda, 2007).

Relativamente à metodologia CRISP-DM sabe-se que foi desenvolvida no intuito de responder à sua necessidade e rege-se por um modelo hierárquico iterativo e interactivo que visa (Chapman et al. 2000), (Figura 4.12):

- Entender o problema: reconhece o objectivo e concebe o problema DM e o plano preliminar para realizar os objectivos;
- Entender os dados: envolve o conjunto de dados e actividade para obter a sua compreensão como a inferência da qualidade do dado, detectando “*subsets e trends*”;
- Preparação dos dados: construção do final *dataset* para ser modelado para o início dos dados brutos. Esta fase inclui os problemas como a limpeza dos dados, a sua transformação e atribuição da selecção dos mesmos;
- Modelação: são seleccionadas técnicas e modelação, aplicando-as para encontrar modelos dentro dos dados;
- Evolução: estabelecer modelos induzidos e rever os passos prévios com o intuito de assegurar o cumprimento dos objectivos;
- Desdobramento: organizar o conhecimento obtido e torná-lo disponível no para ser utilizado.

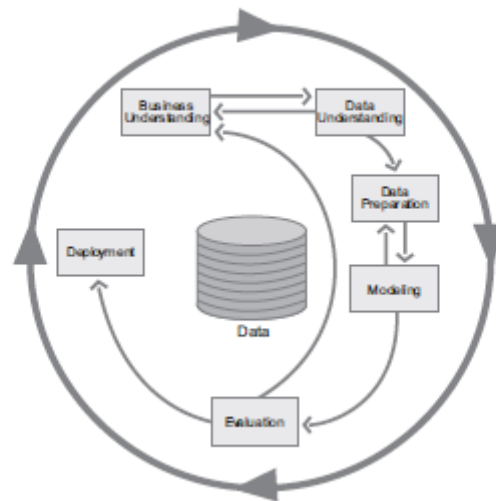


Fig.4.12 - Estados do processo de CRISP-DM

Relativamente à metodologia do SEMMA, foi desenvolvida pelo instituto SAS e é composta pelas seguintes etapas principais (Bulkley et al., 1999) (Figura 4.13):

1. Amostra: selecção de uma amostra representativa a partir do estudo do universo;
2. Pesquisa: uso de técnicas estatísticas e visuais para obtenção do conhecimento de dados no intuito de descobrir tendências e/ou anomalias;
3. Alteração: utilização das transformações identificadas no passo anterior nomeadamente a inclusão de novos atributos;
4. Modelo: definição e aplicação de técnicas DM apropriadas no intuito de atingir os objectivos do estudo;
5. Estabelecer: evolução de modelos obtidos no intuito de inferir sobre o seu desempenho.

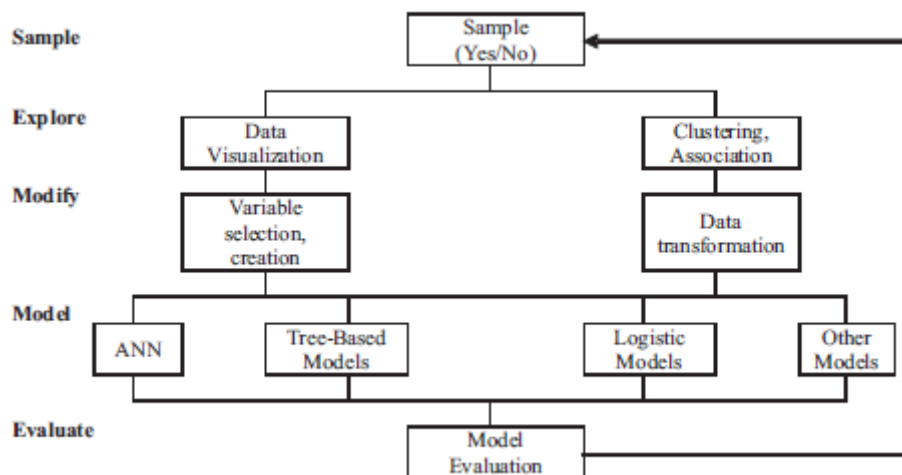


Fig.4.13 - Estado da metodologia de SEMMA

4.5.2. MODELOS E TÉCNICAS

Existem diferentes modelos, mas não um universal que resolva de forma eficiente todos os problemas pois cada um apresenta características específicas que os tornam adequados à resolução de determinadas situações. Apresenta-se então a seguir algumas das principais técnicas de modelação.

4.5.2.1. Árvores de Decisão (AD)

Trata-se de uma técnica que constitui a representação gráfica de regras de classificação, ou seja, que permite a distinção das classes ou valores de forma hierárquica, imputando regras. Graficamente apresenta uma estrutura em árvore que é formada pelas suas respectivas componentes, ou seja, o topo dos nós ou das raízes representam todos os dados, os ramos conectam os nós e cada nó interno representa o teste a um atributo, enquanto os ramos mostram o resultado do teste sendo por fim, as folhas, os terminais dos nós que representam as classes e os valores (Miranda, 2007).

Na Figura 4.14 apresenta-se um exemplo de classificação de uma árvore onde diferentes componentes são identificadas. Cada caminho entre as *raízes* e as *folhas* corresponde a uma regra de classificação. Em suma, esta técnica consegue dividir um problema complexo em problemas mais simples, sendo estes subdivididos em problemas ainda mais simples e assim sucessivamente.

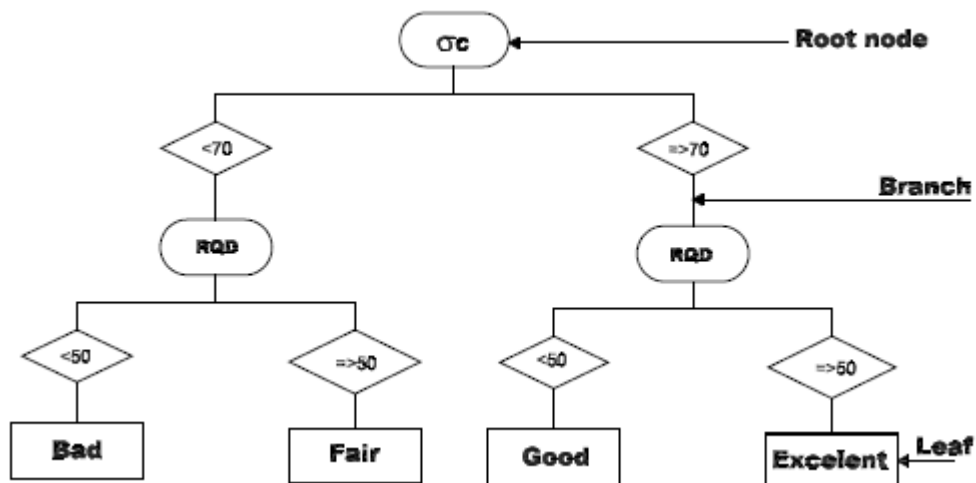


Fig.4.14 - Exemplo de uma árvore de decisão

4.5.2.2. K-Vizinhos Próximos (K-VP)

A técnica que recorre a *K-Vizinhos Próximos*, baseia as previsões para uma determinada observação na pesagem das características das *k* observações que lhe são mais semelhantes. A Figura 4.15 ilustra o modelo representativo desta técnica (Marques e Martins, 2010).

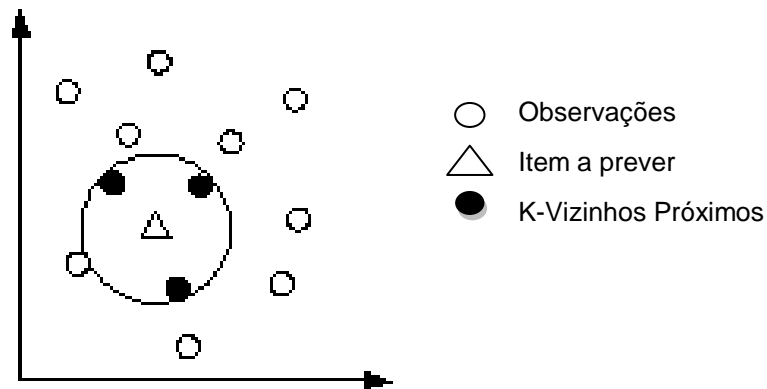


Fig.4.15 - K-Vizinhos Próximos

4.5.2.3. Redes Neurais Artificiais (RNA)

A técnica das Redes Neurais Artificiais (RNA) é inspirada no funcionamento do cérebro humano. Como tal, são formados por grupos de *neurónios* conectados numa estrutura simplificada muito similar aos neurónios do cérebro. Tal como as estruturas biológicas, RNA recorre a uma série de exemplos com o intuito de encontrar soluções para problemas complexos, reconhecer modelos, bem como prever futuros acontecimentos (Miranda, 2007).

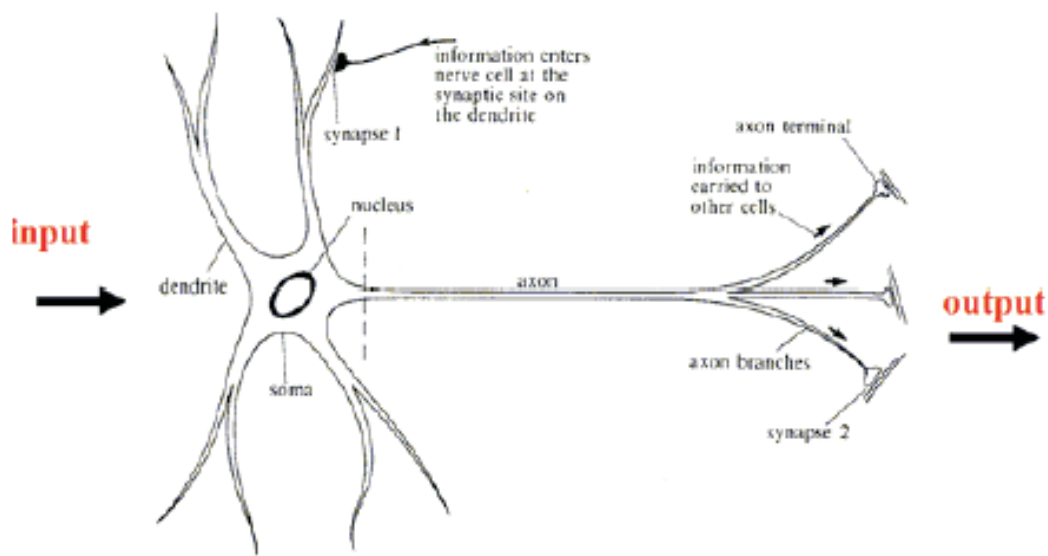


Fig.4.16 - Neurónio humano

Tal como é mencionado na Figura 4.16, os neurónios biológicos são compostos por um núcleo e ligados a milhões de outros neurónios. Recebem inputs electromecânicos a partir dos seus vizinhos e através de conexões designadas por sinapses que são formadas por axónios e dentrites. Os neurónios formam uma estrutura complexa, não linear e paralela.

A técnica das RNA consiste em largos números de neurónios ligados entre si onde a força de ligação entre eles muda, ou pode ser mudada com a alteração dos parâmetros intervenientes, em resposta a um dado estímulo, que desta forma obriga a rede a obter conhecimento. Estas redes são constituídas por unidades de processamento interligadas segundo uma dada configuração, sendo o Perceptrão Multi-Camada o mais conhecido (ver Figura 4.17) (Carlos e Martins, 2010).

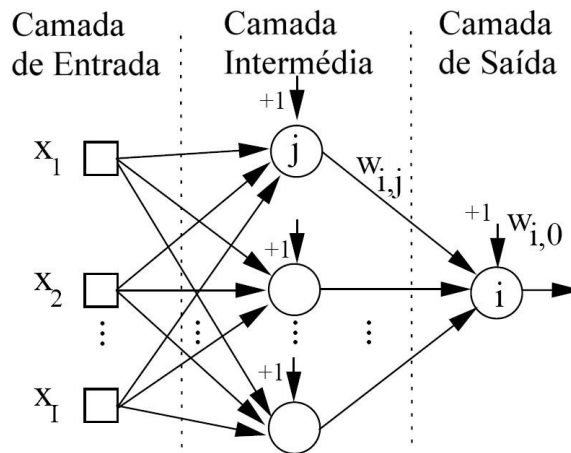


Fig.4.17 - Perceptrão Multi-Camada

4.5.2.4. Máquinas de Vectors de Suporte (MVS)

A técnica das Máquinas de Vectors de Suporte (MVS) foi inicialmente criada para a classificação de dados. Os vectores que a caracterizam permitem definir a posição das variáveis de entrada que são usados pelo algoritmo para definir a distância entre as classes. Sendo assim, esta técnica faz a transformação não linear dos dados para um espaço multidimensional onde ficará uma imagem dos dados que permite uma separação linear como representado na Figura 4.18 (Carlos e Martins, 2010).

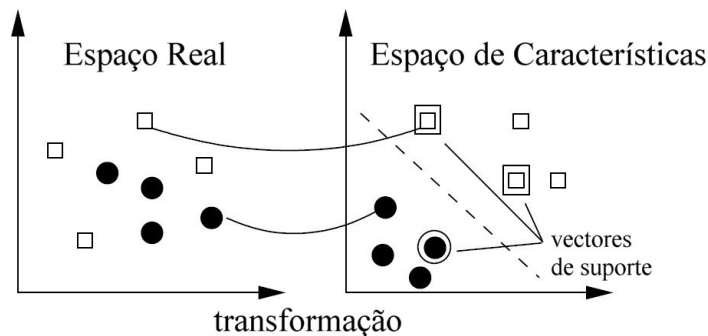


Fig.4.18 - Exemplo de uma transformação recorrendo à técnica de Máquinas de Vectors de Suporte

4.5.3. APLICAÇÃO DO PROCESSO DE DATA MINING

Para a aplicação de técnicas de *Data Mining* foi considerada a base de dados, já abordada na secção anterior deste capítulo, registando 62 casos. Sendo assim realizou-se um processo de *Data Mining* no ambiente do programa R (R Development Core Team, 2010), recorrendo à biblioteca RMiner desenvolvida por Cortez (2010).

O ambiente R é uma “fonte aberta” com elevado nível de linguagem de programação matricial e fornece um poderoso conjunto de ferramentas de estatística e análise de dados. R pode ainda ser visto

como uma porta de ligação mundial de partilha de algoritmos computacionais. No R os dados são armazenados em objectos e as operações de $<$, $-$ ou $=$ podem ser usadas para atribuir um objecto a uma variável. Existem também vários *contentores*, tais como: vector, factor, matriz e quadro e lista de dados. Os vectores e matrizes são objectos indexados de *átomos*. Um factor é um vector especial apenas com valores discretos. Um quadro de dados é uma matriz especial onde as colunas (vectores u factores) têm nomes. Finalmente, uma lista é uma colecção ordenada de objectos designados de componentes. Esta ferramenta permite, então, testar várias técnicas de aprendizagem automática na previsão do tipo de rockburst, considerado dependente de todas as restantes variáveis ditas de entrada.

No Quadro 4.2 apresentam-se os 3 grupos onde foram agrupados os dados, formando cada um deles, um conjunto de treino e outro de teste. Para a definição do número de casos utilizado para cada conjunto do grupo, considerou-se que dois terços dos dados correspondem ao conjunto de treino e um terço ao conjunto de teste. Esta técnica é utilizada pelo SAS Enterprise Miner Software (www.sas.com). Sendo assim, para o grupo 1, dos 46 dados existentes, 31 foram usados para treino e 15 para teste e nos grupos 2 e 3, 28 foram usados para treino e 14 para teste.

Quadro 4.2 – Grupos criados

		Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3
Nº de Casos		46	42	42
Parâmetro	Símbolo			
Comprimento da ocorrência	L (m)	x	x	x
Tipo de Escavação	TESC	x	x	x
Tipo de Suporte	TSUP	x	x	x
Tipo de Rocha	TROC	x	x	x
Resistência à compressão	σ_c (MPa)	x	x	x
Módulo de Deformabilidade	E (GPa)	x	x	x
Dobras	Altura (m)			x
Raio Equivalente	R_{eq} (m)		x	
Coeficiente de Impulso	K			x
Falhas	FALH		x	x
Dobras	DOBR	x	x	x
Formato do túnel	FORM	x	x	x
Diâmetro Equivalente do túnel	D_{eq} (m)	x	x	x

A aplicação de RMiner apresenta um conjunto de funções coerentes que facilita o uso de técnicas de Data Mining. No presente trabalho são usadas as funções *fit* e *predict* onde a primeira ajusta um dado modelo de Data Mining usando um conjunto de dados, enquanto a última permite a obtenção das previsões para um novo conjunto de dados.

Atendendo à presença de variáveis quantitativas contínuas utilizadas na base de dados procurou-se aplicar medidas para averiguar as suas variabilidades. Para tal dividiu-se a análise pelos três grupos abordados e dentro de cada grupo os dois conjuntos de treino e de teste. Uma das medidas utilizadas foi a média que corresponde a uma medida de localização do centro da amostra. Para obter uma

medida de variabilidade ou dispersão com as mesmas unidades que os dados, recorreu-se ao desvio padrão sendo uma medida que só pode assumir valores não negativos e será tanto maior quando mais variabilidade houver entre os dados. O coeficiente de variação é uma medida de dispersão que se presta para distribuições diferentes. O desvio padrão, sendo também uma medida de dispersão, é relativo à média e como duas distribuições podem ter médias diferentes, o desvio padrão não é comparável. Sendo assim, observou-se também o coeficiente de variação. Nos Quadros 4.3 e 4.4 demonstram-se as medidas consideradas para o grupo 1 tanto para os dados de treino como para os dados de teste.

Quadro 4.3 – Parâmetros usados na base de dados de treino do Grupo 1

Parâmetros	Mínimo	Média	Máximo	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Comprimento de Ocorrência	9260	12787	22661	3945,06	30,85
Tipo de Escavação	-	-	-	-	-
Tipo de Suporte	-	-	-	-	-
Tipo de Rocha	-	-	-	-	-
Resistência à Compressão	65,0	100,7	175,0	34,38	34,14
Módulo de Deformabilidade	8,0	17,84	35,00	6,87	38,51
Dobras	-	-	-	-	-
Formato do Túnel	-	-	-	-	-
Diâmetro Equivalente do Túnel	3,5	8,388	13,400	3,3	30,34

Quadro 4.4 – Parâmetros usados na base de dados de teste do Grupo 1

Parâmetro	Mínimo	Média	Máximo	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Comprimento de ocorrência	1437	12537	22682	5125,53	40,88
Tipo de escavação	-	-	-	-	-
Tipo de Suporte	-	-	-	-	-
Tipo de Rocha	-	-	-	-	-
Resistência à Compressão	65,0	98,9	175,0	36,42	36,83
Módulo de Deformabilidade	8,0	17,4	35,0	7,77	44,66
Dobras	-	-	-	-	-
Formato do Túnel	-	-	-	-	-
Diâmetro Equivalente do Túnel	3,50	10,19	13,40	3,88	38,08

Como se pode averiguar, quer no dados de treino quer nos dados de teste, os coeficientes de variação do grupo 1 são da mesma ordem de grandeza. Por isso, não há grande variabilidade entre os parâmetros.

Relativamente ao grupo 2 apresentam-se nos Quadros 4.5 e 4.6 o resumo dos parâmetros com o respectivo cálculo das medidas.

Quadro 4.5 – Parâmetros usados na base de dados de treino do Grupo 2

Parâmetro	Mínimo	Média	Máximo	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Comprimento de ocorrência	9252	12789	22682	4057,38	31,73
Tipo de escavação	-	-	-	-	-
Tipo de Suporte	-	-	-	-	-
Tipo de Rocha	-	-	-	-	-
Resistência à Compressão	73,6	104,0	175,0	34,52	33,19
Módulo de Deformabilidade	12,00	18,71	35,0	6,62	35,38
Raio equivalente	0,20	1,99	5,35	1,33	66,83
Falhas	-	-	-	-	-
Dobras	-	-	-	-	-
Formato do Túnel	-	-	-	-	-
Diâmetro Equivalente do Túnel	3,50	8,16	13,40	3,23	39,58

Quadro 4.6 – Parâmetros usados na base de dados de teste do Grupo 2

Parâmetro	Mínimo	Média	Máximo	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Comprimento de ocorrência	1437	12326	22672	5401,05	43,82
Tipo de escavação	-	-	-	-	-
Tipo de Suporte	-	-	-	-	-
Tipo de Rocha	-	-	-	-	-
Resistência à Compressão	73,6	101,3	175,0	36,52	36,05
Módulo de Deformabilidade	12,00	18,07	35,0	7,60	42,06
Raio equivalente	0,20	1,477	3,50	0,96	65,00
Falhas	-	-	-	-	-
Dobras	-	-	-	-	-
Formato do Túnel	-	-	-	-	-
Diâmetro Equivalente do Túnel	3,50	9,571	13,40	4,05	42,32

No grupo 2, o raio equivalente apresenta um coeficiente de variação bastante superior quando comparado como os restantes parâmetros. Por isso, apresenta uma variabilidade bastante elevada à dos outros parâmetros.

Por fim, relativamente ao grupo 3, teve-se em conta os seguintes dados de treino e de teste apresentados nos Quadros 4.7 e 4.8.

Quadro 4.7 – Parâmetros usados na base de dados de treino do Grupo 3

Parâmetro	Mínimo	Média	Máximo	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Comprimento de ocorrência	9252	11955	15300	2189,98	18,32
Tipo de escavação	-	-	-	-	-
Tipo de Suporte	-	-	-	-	-
Tipo de Rocha	-	-	-	-	-
Resistência à Compressão	65,00	92,23	136,80	25,63	27,79
Módulo de Deformabilidade	8,00	15,86	20,0	4,23	26,67
Altura	0,25	2,62	6,00	1,74	66,44
Coeficiente de Impulso	0,50	0,70	0,90	0,18	25,71
Dobras	-	-	-	-	-
Falhas	-	-	-	-	-
Formato	-	-	-	-	-
Diâmetro Equivalente do Túnel	6,00	9,37	13,40	3,04	32,44

Quadro 4.8 – Parâmetros usados na base de dados de teste do Grupo 3

Parâmetro	Mínimo	Média	Máximo	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação
Comprimento de ocorrência	1437	10776	15258	3346,90	31,06
Tipo de escavação	-	-	-	-	-
Tipo de Suporte	-	-	-	-	-
Tipo de Rocha	-	-	-	-	-
Resistência à Compressão	73,60	88,11	136,80	19,13	21,71
Módulo de Deformabilidade	11,0	14,71	20,0	2,87	19,51
Altura	0,25	2,37	6,25	1,97	83,12
Coeficiente de Impulso	0,50	0,73	0,90	0,21	28,77
Dobras	-	-	-	-	-
Falhas	-	-	-	-	-
Formato do Túnel	-	-	-	-	-
Diâmetro Equivalente do Túnel	6,00	10,39	13,40	3,41	32,82

Como se pode averiguar pelos Quadros 4.7 e 4.8 abordados, a altura apresenta uma elevada variabilidade, visto que possui um elevado valor do coeficiente de variação.

Após a preparação dos dados, foram aplicadas várias técnicas de *Data Mining* nomeadamente K-Vizinhos Próximos (K-VP), Árvores de Decisão (AD), Redes Neurais Artificiais (RNA) e Máquinas de Vectores de Suporte (MVS). O Quadro 4.9 apresenta as percentagens de acertos ou acuidades resultantes da aplicação das técnicas de *Data Mining* a cada grupo de dados.

Quadro 4.9 – Acuidade para os grupos de dados (%)

	k-VP		AD		RNA		MVS	
	Treino	Teste	Treino	Teste	Treino	Teste	Treino	Teste
Grupo 1	96,77	66,67	77,42	60	100	80	90,32	73,33
Grupo 2	96,43	64,29	75,00	57,14	100	71,43	96,43	57,14
Grupo 3	100	71,43	75,00	57,14	100	85,71	89,29	71,43

Na fase de teste, verifica-se que, para todos os grupos, a técnica de Redes Neurais Artificiais (RNA) apresenta uma maior percentagem de acertos (acuidade). Conclusão essa obtida através de uma breve análise à Figura 4.19 ilustrada.

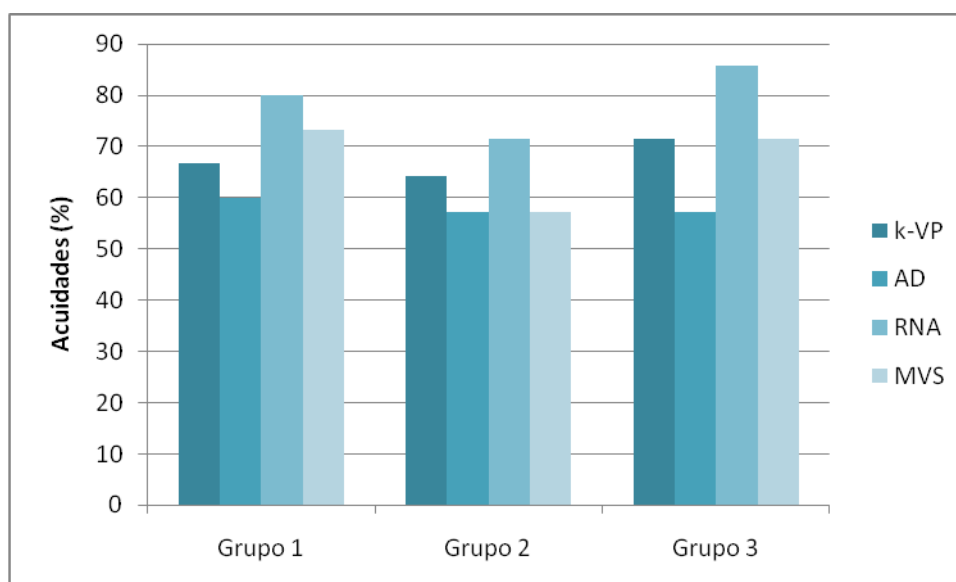


Fig.4.19 - Comparação das acuidades para as diferentes técnicas propostas segundo a respectiva fase de teste

A aplicação das técnicas de Data Mining permite também obter as importâncias das variáveis de entrada dos modelos. Essas importâncias estão representadas nos Quadros 4.10, 4.11 e 4.12. Quando a uma variável é atribuída um peso nulo, significa que a mesma não tem qualquer influência na técnica utilizada.

Quadro 4.10 – Importância das variáveis de entrada para o Grupo 1 (%)

Parâmetro	K-VP	AD	RNA	MVS
Comprimento de ocorrência	0	0	20	0
Tipo de escavação	25	0	20	0
Tipo de Suporte	50	100	13,33	0
Tipo de Rocha	0	0	13,33	40
Resistência à Compressão	0	0	13,33	0
Módulo de Deformabilidade	0	0	13,33	20
Dobras	0	0	0	0
Formato do Túnel	0	0	0	0
Diâmetro Equivalente do Túnel	25	0	6,67	40

Quadro 4.11 – Importância das variáveis de entrada para o Grupo 2 (%)

Parâmetro	K-VP	AD	RNA	MVS
Comprimento de ocorrência	0	0	10	0
Tipo de escavação	50	0	10	0
Tipo de Suporte	0	0	20	0
Tipo de Rocha	0	0	20	0
Resistência à Compressão	0	0	0	0
Módulo de Deformabilidade	0	0	10	0
Raio Equivalente	0	0	10	0
Falhas	0	0	0	0
Dobras	0	0	0	0
Formato do Túnel	0	0	10	33,33
Diâmetro Equivalente do Túnel	50	100	10	66,67

Quadro 4.12 – Importância das variáveis de entrada para o Grupo 3 (%)

Parâmetro	K-VP	AD	RNA	MVS
Comprimento de ocorrência	0	0	9,09	0
Tipo de escavação	9,09	0	0	0
Tipo de Suporte	18,18	0	27,27	11,11
Tipo de Rocha	0	0	0	0
Resistência à Compressão	0	0	9,09	0
Módulo de Deformabilidade	9,09	100	18,18	33,33
Altura	18,18	0	9,09	11,11
Coefficiente de Impulso	0	0	9,09	22,22
Falhas	18,18	0	0	0
Dobras	0	0	0	0
Formato do Túnel	9,09	0	0	11,11
Diâmetro Equivalente do Túnel	18,18	0	18,18	11,11

Da análise da importância das variáveis de entrada para os três grupos abordados, permite concluir-se que as Árvores de Decisão atribuem valor a um número reduzido dessas variáveis. Essa importância é atribuída a um só parâmetro nos três grupos em questão. No que concerne à técnica de k-Vizinhos Próximos, verifica-se que não se dá destaque à variável do coeficiente de impulso, sendo fundamental para a definição do estado de tensão presente no túnel. Relativamente às Redes Neurais assume relevância um número de variáveis de entrada entre 7 e 8, onde se verifica um ligeiro destaque da variável relativa ao tipo de suporte no grupo 3, quando comparada com as restantes. Nas Máquinas de Vectores de Suporte verifica-se que relativamente ao número de importância das variáveis de entrada, elas podem variar de 2 a 6, onde se destaca a desvalorização da variável relativa às falhas presentes no maciço rochoso. Esta constatação que é estranha, pode ser justificada pela escassa informação existente na base de dados quanto à ocorrência de falhas e outras superfícies de baixa resistência.

Tendo em conta o grupo com maior percentagem de acertos, procurou-se resumir a importância das variáveis com recurso a gráficos como se ilustra nas Figuras de 4.20 a 4.23.

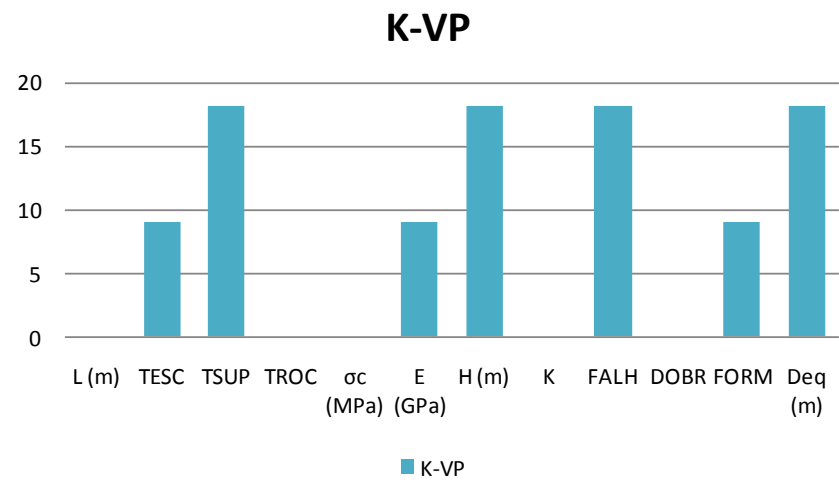


Fig.4.20 - Importância das variáveis relativas à técnica de K-Vizinhos Próximos

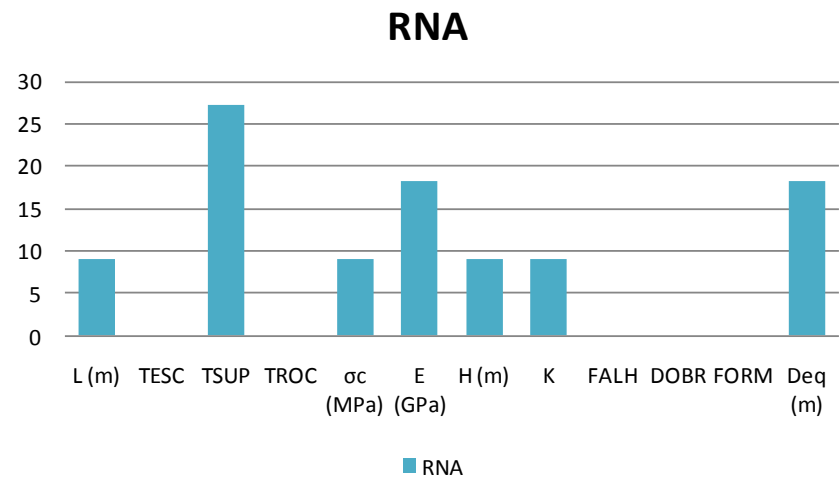


Fig.4.21 - Importância das variáveis relativas à técnica de Redes Neurais Artificiais

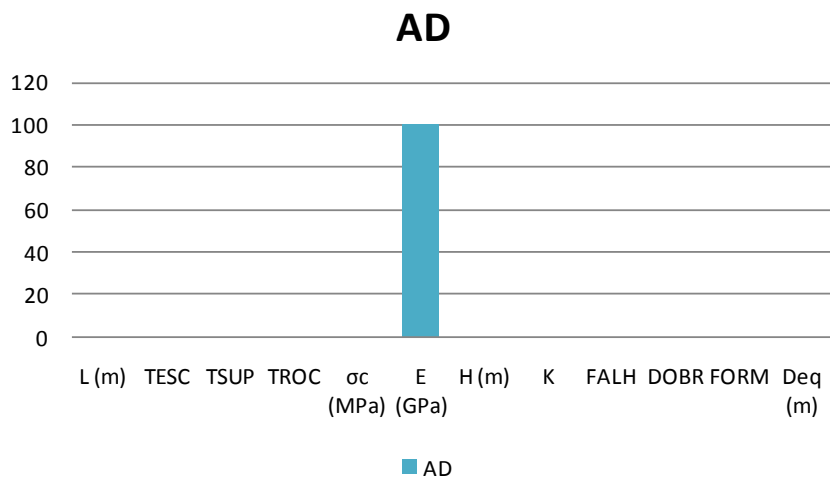


Fig.4.22 - Importância das variáveis relativa à técnica de Árvores de Decisão

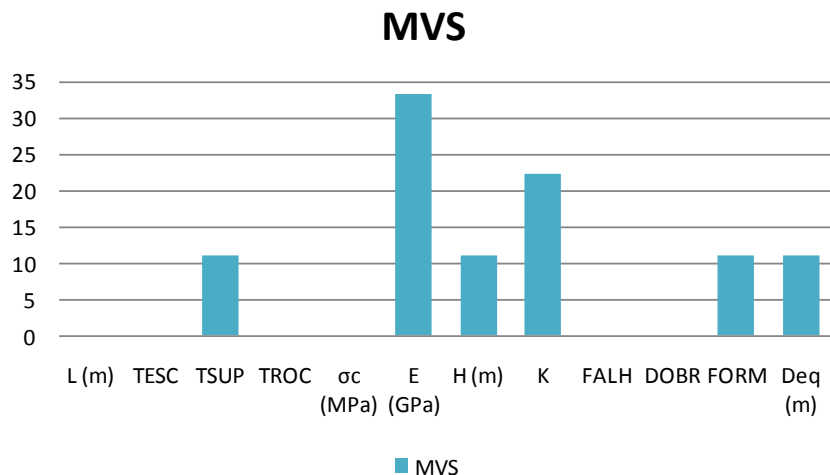


Fig.4. 23 - Importância das variáveis relativa à técnica de Máquinas Vectores de Suporte

4.5.4. CONCLUSÕES

As técnicas de *Data Mining* são ferramentas inteligentes com grandes potencialidades na avaliação do rockburst.

Relativamente ao grupo de dados de treino, o modelo de *Árvores de Decisão* é o que apresenta pior precisão e acuidade para os três grupos considerados, sendo, neste caso, a técnica relativa às *Redes Neurais Artificiais* a que permite obter uma maior precisão. É ainda útil mencionar que o modelo referente às *K-Vizinhos Próximos* tem um desempenho razoável no grupo de dados de treino.

No que concerne ao grupo de dados de teste é perceptível que o modelo relativo às *Redes Neurais Artificiais* é o que conduz a maiores precisões. É ainda relevante a consideração de *Máquinas de Vectores de Suporte* visto que em média possuem um comportamento aceitável. As *Árvores de Decisão* originam piores precisões para os três grupos de dados de teste em estudo. Em suma, o grupo 3 é o que ostenta melhores acertos e acuidades.

Neste estudo foram considerados conjuntos de dados com diferentes informações tanto ao nível da quantidade de registos bem como às variáveis consideradas. Somando isto ao facto de cada modelo se apoiar em diferentes padrões, torna justificável a existência de alguma disparidade obtida entre os modelos adoptados. Sendo assim, a importância das variáveis de entrada muda de conjunto para conjunto e de técnica para técnica e, nalguns casos, observa-se que as importâncias atribuídas a certas variáveis são antagónicas.

Os K-VP atribuem ao comprimento da ocorrência, à resistência, à compressão e ao coeficiente de impulso, importância nula o que pode justificar o facto de não ser a melhor técnica para avaliar rockburst em obras subterrâneas. Denota-se, no entanto, que possui um melhor comportamento quando comparada com o MVS, talvez devido ao facto de ser a única das quatro técnicas que considera, no grupo 3, a variável relativa às falhas presentes no maciço rochoso. Para além disto, a técnica da MVS não deu destaque às variáveis relativas ao comprimento de ocorrência, tipo de escavação, Resistência à compressão e Falhas.

Daqui pode-se assumir que para a base de dados fornecida o modelo que apresenta uma melhor conduta é o de *Redes Neurais Artificiais*.

4.6. DIAGRAMA DE INFLUÊNCIA E REDES BAYESIANAS

No projecto de um túnel é crucial considerar todos os eventos indesejáveis que podem ocorrer durante a construção. Para isso, é importante estar ciente da diversidade de situações que podem suceder. O estudo de diferentes casos da base de dados torna possível a identificação de diferentes padrões de acção. O diagrama de influência contém todos os parâmetros referidos anteriormente visando a obtenção de uma tomada de decisão (Sousa, 2010).

O rockburst é consequência de uma rotura frágil do maciço rochoso e que pode levar tanto ao atraso da obra à insegurança dos trabalhadores. Isto deve-se ao facto de este fenómeno despoletar uma explosão violenta de blocos de forma inesperada.

Existem vários mecanismos que podem induzir a rotura do maciço rochoso originando o rockburst. De acordo com Ortlepp e Stacey (1994), a principal origem dos mecanismos são a tensão de rotura, expansão, esmagamento na face, tensão de corte do maciço rochoso, tensão de corte reactiva em falhas existentes e/ou tensão de corte em discontinuidades existentes. Para os primeiros três mecanismos, o local da origem é geralmente o ponto onde ocorre o dano sendo ainda fortemente influenciados pelo estado de tensão bem como pela forma da escavação. Relativamente aos dois últimos mecanismos, correspondem à rotura por corte num plano e podem-se estender por vários metros. Em obras civis, os fenómenos mais comuns são a tensão de rotura embora a expansão e esmagamento também se verifiquem.

O tipo de rocha é um outro factor bastante importante que afecta o rockburst sendo os maciços rochosos fracturados mais susceptíveis à ocorrência do fenómeno. Torna-se ainda importante verificar o valor da tensão de compressão uniaxial, bem como do módulo de elasticidade do maciço rochoso, visto ser indicativo da resistência do mesmo.

Outro aspecto fundamental é a influência do método construtivo ao nível do rockburst. A literatura actual sugere que não é só o tipo de suporte que influencia a segurança do túnel, mas também o tipo de escavação utilizado. De acordo com a experiência, e segundo o mesmo tipo de condições, para o mesmo maciço rochoso, a rotura é mais provável ocorrer numa escavação com recurso a tuneladoras do que com recurso a explosões, pois neste último e apesar da fracturação do maciço rochoso em torno do túnel ser causada pela explosão, existe a capacidade de o maciço rochoso tornar a estabilizar o seu

estado de tensão o que faz com que não existam condições propensas a rockburst. Outro dos aspectos que parece influenciar o tempo de atraso de rockburst é o avanço da frente de escavação.

A orientação do rockburst está relacionada com a tensão *in situ*, a existência de falhas e outras superfícies de baixa resistência e com a geometria do túnel. Em alguns casos denota-se que o campo de tensões *in situ* está intrinsecamente relacionado com a topografia onde se insere a obra. Um desses casos é na China (Jinping II) (BVE, 2009), onde se considerou um valor para o coeficiente de impulso de 0.5, o que torna o valor da tensão horizontal cerca de metade do da vertical, para as zonas dos túneis com maior recobrimento onde os fenómenos devidos à tectónica são menos relevantes. Mesmo assim, é importante referir que o rockburst pode ocorrer no tecto, nas paredes laterais, na zona inferior da periferia do túnel e na frente de escavação.

Sendo assim, procura-se desenvolver uma metodologia de previsão de concentrações de cargas potencialmente perigosas de forma a melhorar as condições de segurança. Na Figura 4.24 é possível averiguar o diagrama de influência utilizado.

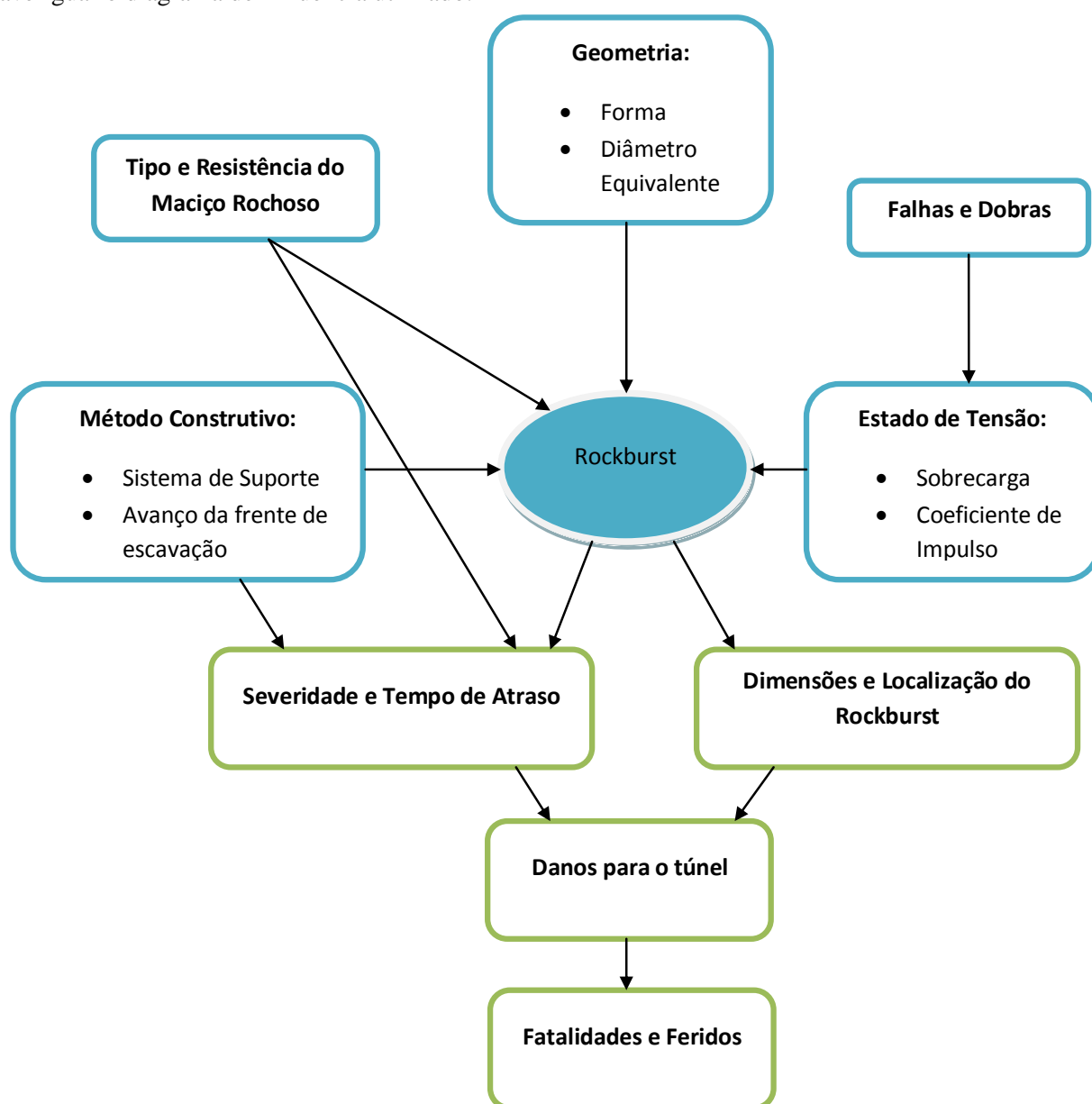


Fig.4.24 - Diagrama de Influência de rockburst (adaptado de Sousa, 2010).

Este diagrama de influência permite então reunir a informação necessária sobre todas as condições que conduzem ao rockburst bem como as suas consequências. Esta informação pode ser utilizada com o intuito de apoiar uma tomada de decisão durante a construção do túnel de forma a evitar tal fenómeno.

Mais recentemente surgiu o interesse, por diversos pesquisadores de Inteligência Artificial, da aplicação da teoria da probabilidade e da teoria de decisão na análise de vários problemas. Tal suscitou o desenvolvimento de Redes Bayesianas de forma a serem incluídas variáveis utilitárias e de decisão (Faber, 2005), (Sousa, 2010).

A Rede Bayesiana é uma sucinta representação gráfica da probabilidade conjunta do domínio e que é representada pela variável aleatória. Elas são de facto definidas para facilitar a modelação de certas dependências pelo que são uma ferramenta importante para a análise de decisão, incluindo a análise prévia, posterior e pré-posterior. Além disso, pode ser estendido para diagramas de influência, incluindo a decisão e nós utilitários permitindo a decisão de um modelo de decisão do problema.

A Figura 4.25 representa uma Rede Bayesiana do rockburst desenvolvida para a representação do fenómeno de rockburst. Pretende-se aplicar esta rede em futuros trabalhos de previsão de rockburst e recorrendo a uma actualização da base de dados desenvolvida.

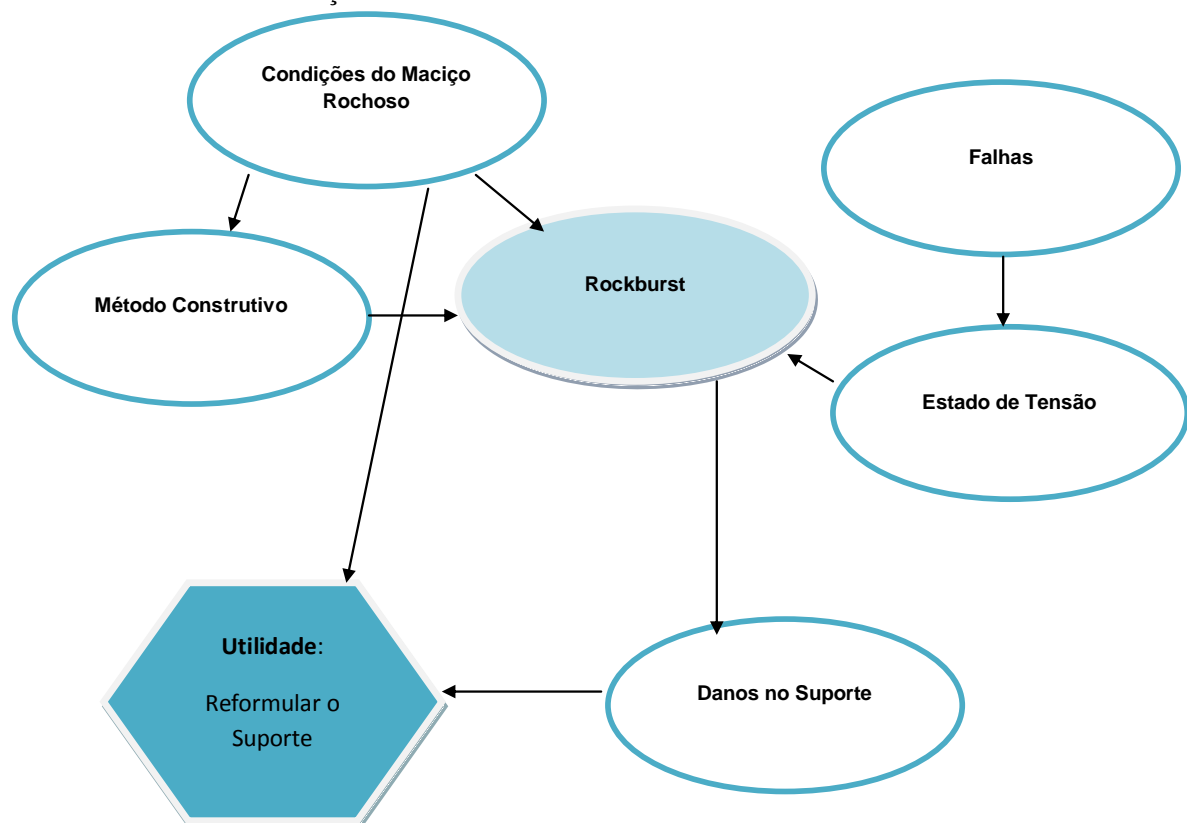


Fig.4.25 - Rede Bayesiana de rockburst

5

ANÁLISE NUMÉRICA DO EFEITO DE ROCKBURST

5.1. INTRODUÇÃO

Uma das principais características do rockburst é a geração de elevadas tensões em maciços rochosos frágeis. Surge, pois, a necessidade de desenvolver instrumentos computacionais adequados que sirvam como métodos de previsão e controlo do rockburst com efeitos cruciais na melhoria dos sistemas de gestão e controlo de risco.

Uma abertura subterrânea é equivalente à aplicação de um conjunto de tracções ao nível da sua periferia e que, mecanicamente, é simbolizado pela aplicação de um impulso destas forças no meio em que se encontra. Atendendo ao impulso sísmico criado pelo seu aparecimento, o rockburst envolve transformações de energia instável sendo perceptível a necessidade de examinar a alteração de energia durante a escavação.

Este capítulo procura analisar, através de um software tridimensional de diferenças finitas, de que forma e sob que condição este fenómeno provoca danos no suporte primário, para de um modo optimizado, se proceder à conceptualização de medidas mitigadoras.

5.2. ANÁLISE DO EFEITO DINÂMICO DE ROCKBURST

5.2.1. CONSEQUÊNCIA DA ESCAVAÇÃO RELATIVAMENTE À ALTERAÇÃO DA ENERGIA

No âmbito da Mecânica das Rochas é sabido que a carga impulsiva num elemento ou componente estrutural do maciço rochoso resulta em tensões transitórias superiores às tensões estáticas finais. Um dos meios mais eficazes para a determinação da tensão transitória sob carregamento impulsivo é através da consideração das mudanças de energia a que o elemento é submetido.

O rockburst pode ser analisado através de métodos que recorrem à verificação de alterações de energia no sistema. Com base da publicação de Brady & Brown (2004), apresenta-se de seguida algumas considerações elementares que justificam as hipóteses de cálculo seguidas neste capítulo para a avaliação do efeito dinâmico do rockburst no comportamento do suporte primário.

Antes da escavação de uma superfície S , esta está sujeita, em qualquer ponto, a tensões t_x e t_y tal como ilustrado na Figura 5.1 a). No caso de uma escavação gradual ou não da superfície S , as tracções da superfície são gradualmente reduzidas a zero sendo perceptível que no seu limite são geradas zonas de concentração de tensões estáticas (Figura 5.1 b)).

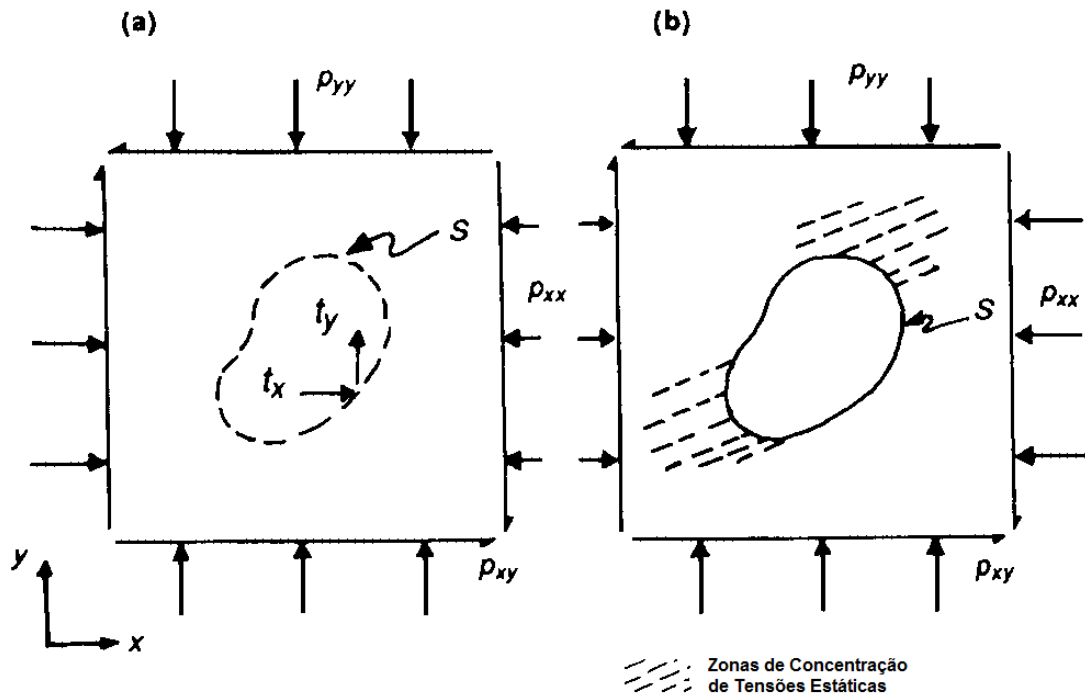


Fig.5.1 - a) Pré-escavação, b) Pós-escavação, estado estático no meio sujeito a tensões a 2D (Brady & Brown, 2004)

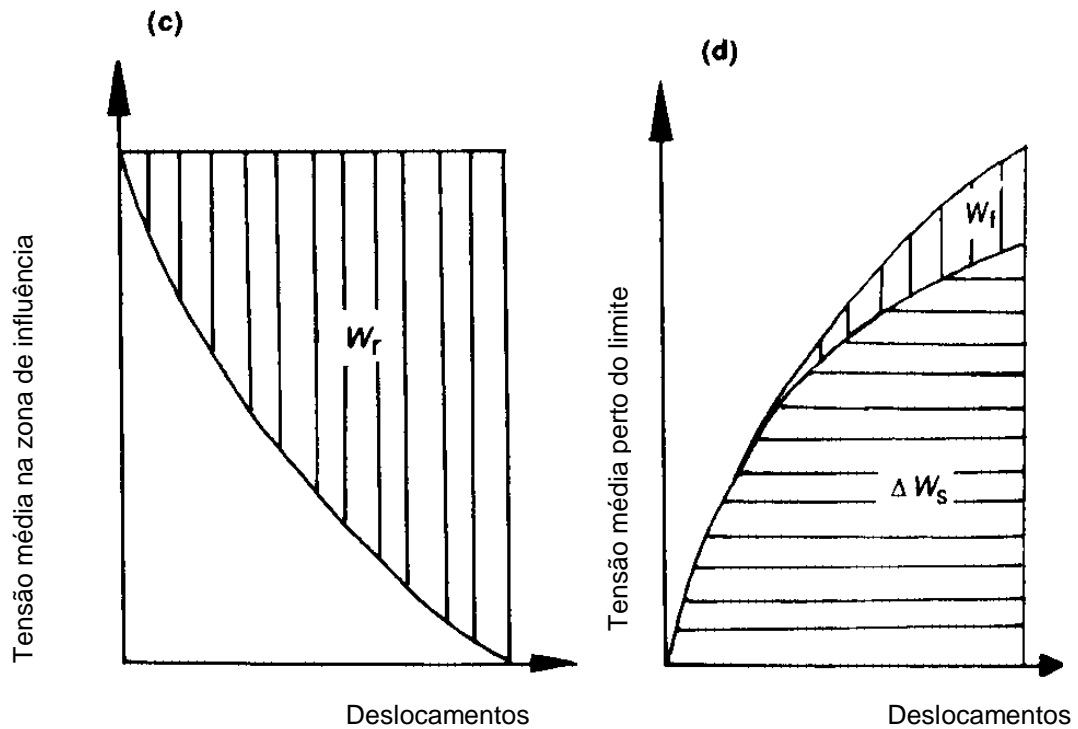


Fig.5.2 - c), d) Balanço da libertação e armazenamento da energia estática (Brady & Brown, 2004)

Na Figura, o valor do ΔW_s corresponde ao aumento da energia estática. Nela estão incorporadas, relativamente ao maciço rochoso, as noções correspondentes ao volume e tensões induzidas bem como a magnitude e distribuição das componentes de tensão do volume afectado.

Segundo uma análise elástica, o aumento da energia de deformação é equivalente à energia W_r libertada durante a escavação. No entanto, a fracturação local da rocha circundante ao túnel consome alguma da energia libertada tal como é demonstrado na Figura 5.2 c). Se não existir qualquer tipo de rotura, então o aumento da energia estática é equivalente à energia libertada durante a escavação. No caso de ocorrer fractura, a sua energia, W_f , reduz a energia armazenada de tal forma que $W_r = \Delta W_s + W_f$.

Por fim, no caso de ocorrer uma fracturação extensiva da rocha, toda a energia libertada pode ser consumida pela desintegração da rocha. Por esta razão, a energia libertada W_r pode ser considerada como um índice do potencial de degradação local da integridade da rocha. É, portanto, preponderante o interesse dos métodos de cálculo de W_r .

No caso de uma escavação repentina, as tracções iniciais t_x e t_y mencionadas na Figura 5.1 a) são subitamente reduzidas a zero. Brady & Brown (2004) referem que o trabalho necessário a ser executado pela rocha, exterior a S, contra a redução gradual de forças de apoio dentro de S, surge como o excesso de energia W_e na superfície de escavação. Neste processo, a superfície de escavação tem um comportamento oscilatório sobre a posição de equilíbrio final e onde as tensões dinâmicas são associadas ao campo de deslocamentos transitório. Sendo assim, é compreensível que o limite de escavação funciona como uma fonte para uma onda de tensão que se propaga pelo meio.

É importante reter que a sobreposição de tensões dinâmicas com o excesso de energia, pode induzir a uma resposta mecânica adversa no meio.

Existem três tipos de resposta que podem ser identificadas:

- A combinação das tensões dinâmicas e estáticas excede a resistência do maciço rochoso;
- A redução da tensão normal num plano de fraqueza, reduz a resistência de corte da superfície podendo levar ao deslizamento;
- A tensões de tracção podem ser induzidas causando um relaxamento local na estrutura da rocha.

5.2.2. TENSÕES HIDROSTÁTICAS NUMA CAVIDADE ESFÉRICA

Para melhorar a compreensão do comportamento do maciço rochoso perante uma escavação, é importante existência de métodos que permitam avaliar o excesso de energia libertada correlacionada com as tensões dinâmicas.

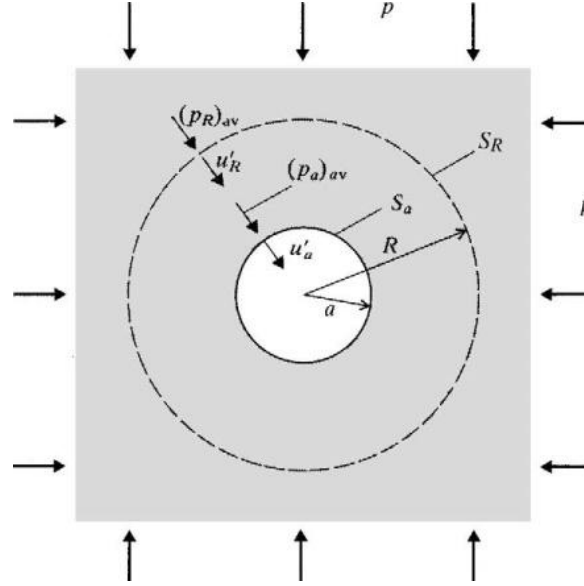


Fig.5.3 - Secção diametral através de uma esfera submetida a tensões hidrostáticas (Brady & Brown, 2004)

A Figura 5.3 ilustra uma secção diametral de uma abertura esférica, de raio a , num campo hidrostático de magnitude p . Para a determinação do trabalho W_1 na superfície de escavação S_a ($r=a$) contra as forças de apoio no interior durante a sua redução gradual, é necessário recorrer ao produto entre a média da força radial e o deslocamento, ou seja:

$$W_1 = 4\pi a^2 \times \frac{p}{2} \times \frac{pa}{4G} = \frac{\pi p^2 a^3}{2G} \quad (5.1.)$$

onde a corresponde ao raio do túnel, G ao módulo de distorção e a razão dada por $pa/4G$ equivale ao deslocamento.

O trabalho W_2 na superfície S_R pelo exterior da rocha durante o deslocamento induzido, é dado pelo produto da média da força radial e o deslocamento, mais concretamente por:

$$W_2 = 4\pi a^2 \times \frac{1}{2} \times \left\{ p + p \left[1 - \left(\frac{a^3}{R^3} \right) \right] \right\} \times \left(\frac{pa^3}{4GR^2} \right) = \left(\frac{\pi p^2 a^3}{G} \right) \times \left[1 - \left(\frac{a^3}{2R^3} \right) \right] \quad (5.2.)$$

onde R é a distância radial.

Relativamente à determinação da energia libertada após a escavação da abertura, é necessário determinar o trabalho complementar executado no seu limite durante o deslocamento pseudo-estático:

$$W_r = W_1 = \frac{\pi p^2 a^3}{2G} \quad (5.3.)$$

Para o cálculo das tensões totais na cavidade Brady & Brown (2004) referem as seguintes equações:

$$\sigma_{rr} = p e^{-\alpha_0 T} \left[\left(\frac{a^3}{r^3} - \frac{a}{r} \right) \cos w_0 T + \left(\frac{a}{r} + \frac{a^3}{r^3} - \frac{2a^2}{r^2} \right) (1-2\nu)^{1/2} \sin w_0 T \right] + p \left(1 - \frac{a^3}{r^3} \right) \quad (5.4.)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = p e^{-\alpha_0 T} \left[- \left(\frac{\nu}{(1-\nu)} \frac{a}{r} - \frac{a^3}{2r^3} \right) \cos w_0 T + \left(\frac{\nu}{(1-\nu)} \frac{a}{r} - \frac{a^3}{2r^3} + \frac{a^2}{r^2} \right) (1-2\nu)^{1/2} \sin w_0 T \right] + p \left(1 - \frac{a^3}{2r^3} \right) \quad (5.5.)$$

sendo

$$\alpha_0 = \left(\frac{C_p}{a} \right) \left(\frac{1-2\nu}{1-\nu} \right) \quad (5.6.)$$

$$\omega_0 = \left(\frac{C_p}{a} \right) \left(\frac{(1-2\nu)^{1/2}}{1-\nu} \right) \quad (5.7.)$$

onde C_p corresponde à velocidade da onda longitudinal.

As expressões 5.4 e 5.5 possuem, no primeiro termo, a tensão dinâmica e no segundo a tensão estática. Ilustram que num tempo relativamente longo decorrido após a escavação da abertura, os termos exponenciais desaparecem e a solução elástica estática é recuperada. Relativamente à equação 5.4 é patente que, para $r=a$, o σ_{rr} é nulo, demonstrando que a solução para a condição limite da superfície da abertura esférica é satisfeita.

A variação temporal da razão das tensões na fronteira da superfície esférica sob uma escavação repentina é ilustrada, sobre uma forma gráfica, na Figura 5.4. É visível que o valor característico unitário da razão $\sigma_{\theta\theta}/p$ diminui imediatamente após a escavação da abertura.

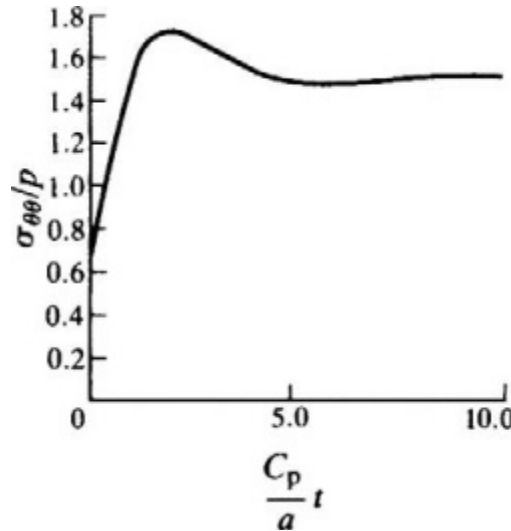


Fig.5.4 - Variação temporal das tensões na fronteira em torno da cavidade esférica subitamente escavada sob condições de tensões hidrostáticas (Brady & Brown, 2004)

Outro aspecto patente é que as tensões limite crescem até atingirem o valor máximo de 1,72 a que corresponde ao deslocamento máximo radialmente sofrido para dentro da superfície da cavidade. Após

tal acontecimento, verifica-se o relaxamento dessa razão de uma forma similar ao amortecimento causado por uma mola numa vibração elástica evoluindo até atingir o valor estático de 1,5.

Os excessos de tensão criados pelos efeitos transitórios nos limites da escavação são aproximadamente 15% do valor estático final, resultado esse não muito significativo. É também observado que estes efeitos transitórios são completados numa escala temporal de cerca de 8 correspondendo a um $C_p=5000$ m/s com um tempo real decorrido de 1,6 ms.

No caso em estudo sabe-se que o raio adoptado foi de 6m e considerando o valor de $C_p=5000$ m/s bem como o valor de 10 que corresponde ao limite mencionado para o eixo das abcissas, é obtido que a instabilidade ocorre passados 0,0125s após a abertura da cavidade. Ora dividindo o valor máximo possível de aproximadamente 1,7 pelo valor estabilizado de 1,5 obtêm-se o valor de 1,13. Ora atendendo ao valor obtido procurou-se analisar duas situações diferentes: numa recorreu-se ao valor unitário e noutra ao valor 1,2.

Existe a possibilidade de introduzir um modelo apelando ao FLAC3D, onde se aplicam os factores multiplicativos possibilitando a ocorrência de rockburst para posterior análise do comportamento no suporte no túnel. Esta abordagem será mencionada mais à frente.

5.3. DESCRIÇÃO DOS MODELOS DESENVOLVIDOS

5.3.1. CARACTERÍSTICAS NUMÉRICAS DO MODELO

5.3.1.1. Software utilizado

Foi utilizado o software *Fast Lagrangian Analysis of Continuum in 3Dimensions* (FLAC 3D) da Empresa Itasca (2003) (www.itasca.com). FLAC3D é um código de modelação numérica para análise geotécnica avançada ao nível do solo, rocha e suportes estruturais em três dimensões. É utilizado em Engenharia de Minas, Geotecnia e Civil em análises estruturais. É projectado para qualquer tipo de projecto de engenharia geotécnica onde seja crucial uma análise de meio contínuo.

Este software utiliza uma formulação de diferenças finitas e permite modelar comportamentos complexos que não são facilmente adaptados, tais como problemas que consistem em várias fases, grandes deslocamentos e deformações e em comportamentos não lineares.

O FLAC3D, simula o comportamento de estruturas tridimensionais utilizando solos, rocha ou outros materiais que estão sujeitos a um fluxo plástico, quando são atingidos os seus limites. Os materiais são representados por elementos polidédricos dentro de uma rede tridimensional que é ajustada pelo utilizador para se ajustar à forma do objecto a ser modelado. Cada elemento possui um comportamento de acordo com uma lei tensão/deformação linear ou não linear em resposta a forças aplicadas ou a restrições na fronteira. O material pode “produzir” e fluir e a rede pode deformar-se e mover-se com o material que foi representado.

5.3.1.2. Descrição do modelo

O modelo utilizado foi baseado no empreendimento hidroeléctrico de Jinping II na China (Sousa, 2009). Relativamente à profundidade do túnel, considerou-se 1500 m necessários para criar condições imprescindíveis para rockburst neste empreendimento, ou seja, para provocar elevadas tensões no túnel. Contudo, para a modelação considerou-se um bloco de 60 m, tendo em conta questões de simetria, de forma a simplificar o modelo. Relativamente ao túnel em si considerou-se um diâmetro de 12 m existindo uma escavação sequencial de 72 m onde os primeiros 24 m são executados de 3 em 3

m e os restantes 48 m de metro a metro, considerando-se ainda uma posterior zona na frente de escavação que possui na sua totalidade 48 m. Esta escavação sequencial será explicada mais à frente (Figura 5.7).

No que respeita à geração da malha utilizou-se o comando *size* que define o número de zonas da malha. Para o túnel cilíndrico, cada valor que segue a palavra *size* corresponde ao número de zonas numa direcção específica. No modelo em estudo, no primeiro processo de escavação de 3 em 3 metros utilizou-se *gen zone radcyl size 4 8 12 12* existindo, portanto, 4 zonas ao longo do raio interior do túnel cilíndrico, 8 zonas ao longo do eixo do túnel, 12 zonas ao longo da circunferência do túnel e 12 zonas entre a periferia do túnel e do limite exterior do modelo. Sendo assim a malha segue o processo de escavação. Relativamente ao segundo processo de escavação, foi utilizado *gen zone radcyl size 4 48 12 12* de forma a intersectar a escavação de metro a metro tornando-se muito mais rigoroso para posterior análise. Por fim, no último grupo, o qual não será escavado, utilizou-se uma malha com um rigor reduzido sendo empregue um *gen zone radcyl size 4 8 12 12* ao qual corresponde uma malha de 6 em 6 metros ao longo do eixo de escavação. A malha é formada por 12288 zonas e 13585 pontos nodais e é ilustrada na Figura 5.5.

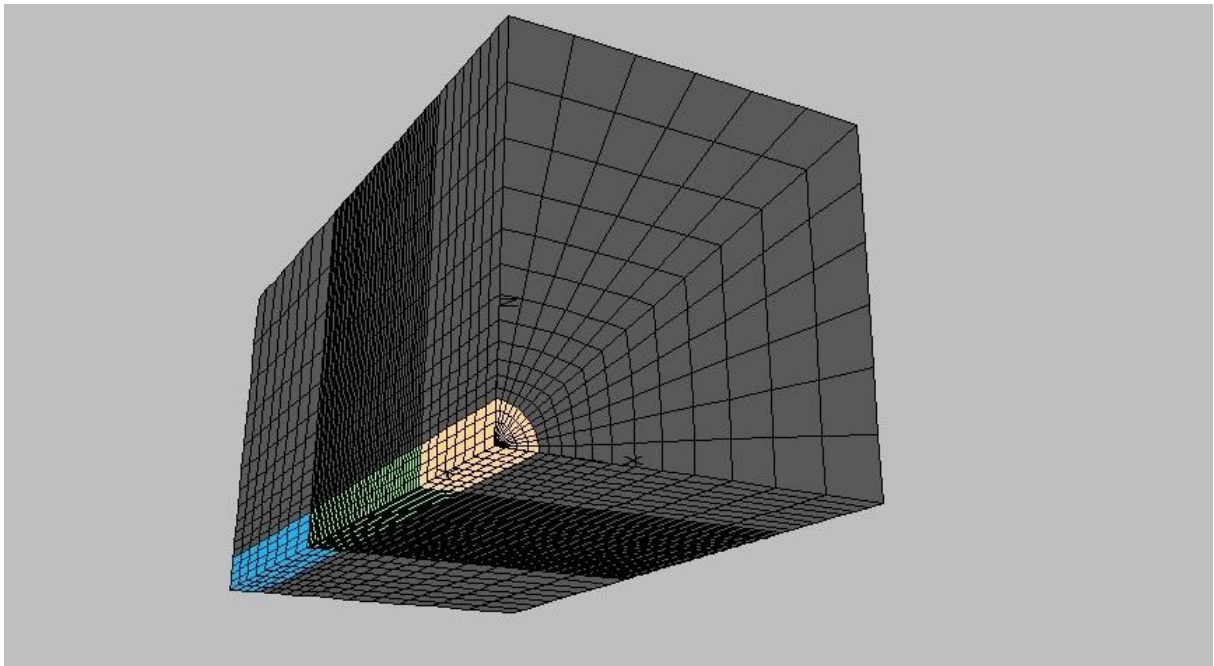


Fig.5.5 - Malha gerada do modelo em estudo

As três cores que são ilustradas na Figura 5.5 representam os 3 grupos considerados como foi descrito anteriormente. Denota-se ainda a presença da orientação dos eixos utilizados no modelo.

É importante ainda referir que se utilizou o comando *ratio*, visto ter uma particular importância ao projectar a malha, pois fornece uma solução precisa sem exigir um número excessivo de zonas. Neste caso pretende-se que exista uma malha mais refinada na periferia do túnel cilíndrico com o intuito de fornecer uma representação mais precisa dos gradientes de elevada tensão. Para tal, este comando é utilizado para ajustar o tamanho da zona de forma a ser mais pequeno perto do túnel e gradualmente aumentando de tamanho à medida que se afasta do túnel. Isto pode ser verificado na Figura 5.5.

Em todos os projectos de engenharia civil existe um estado de tensão *in situ* no maciço rochoso, antes do início de qualquer escavação ou construção. No FLAC3D é feita uma tentativa de reproduzir esse

estado de tensão *in situ* estabelecendo as condições iniciais. Considerando a profundidade de 1500 metros, um peso volúmico de 27 KN/m³ e uma razão entre a tensão horizontal e vertical de 0,5 obtém-se como condições iniciais (Quadro 5.1):

Quadro 5.1 – Parâmetros que caracterizam o estado de tensão instalada no maciço rochoso

σ_{xx} (MPa)	σ_{yy} (MPa)	σ_{zz} (MPa)
20,25	20,25	40,5

Relativamente às condições fronteira foi utilizado o comando *fix* onde segundo a direcção x os pontos nodais ao longo da fronteira de 0 até 60 são fixos, segundo a direcção y os pontos nodais ao longo da fronteira entre 0 e 120 são fixos e por fim segundo a direcção z, todos os pontos nodais na fronteira entre 0 e 60 estão fixos. Estas condições devem-se ao facto de ter sido adoptado um modelo simétrico.

5.3.2. VALIDAÇÃO DO MODELO PARA UMA SITUAÇÃO ELÁSTICA

5.3.2.1. Características numéricas para o modelo elástico hidrostático

O maciço rochoso na secção em estudo para o empreendimento de Jinping II é na sua maioria do tipo Mármore possuindo uma elevada resistência e integridade. Destaca-se ainda a presença de algumas falhas no empreendimento, mas que não foram consideradas por simplificação do modelo. Para validação do modelo foi considerado um modelo elástico isotrópico. Para a sua completa definição, as propriedades exigidas Módulo de Elasticidade (E) e do Coeficiente de Poisson (ν). No FLAC3D utilizam-se as constantes K (Modulo de Rigidez) e G (Modulo de Distorção) dadas por:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (5.9.)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.10.)$$

Os valores das constantes elásticas utilizadas para o modelo em questão estão apresentados no Quadro 5.2 que se segue:

Quadro 5.2 – Parâmetros que caracterizam o material do modelo elástico

γ (KN/m ³)	E (GPa)	ν	K (GPa)	G (GPa)
27	20	0,20	11,111	8,333

Após a consideração dos parâmetros elásticos procedeu-se à escavação do túnel seguindo de forma a mais próxima possível a um processo de escavação com recurso a uma TBM (*Tunnel Boring Machine*). Hoek et al. (2003) refere que na escavação de um túnel existe um deslocamento mensurável no maciço rochoso a uma distância de certa de metade do diâmetro do túnel à frente da frente de escavação. Depois o deslocamento aumenta de forma gradual e quando atinge a face de escavação o deslocamento radial é cerca de um terço do valor máximo possível. O deslocamento radial é máximo quando a face progrediu cerca de 1,5 do diâmetro. Isto pode ser resumido na Figura 5.6.

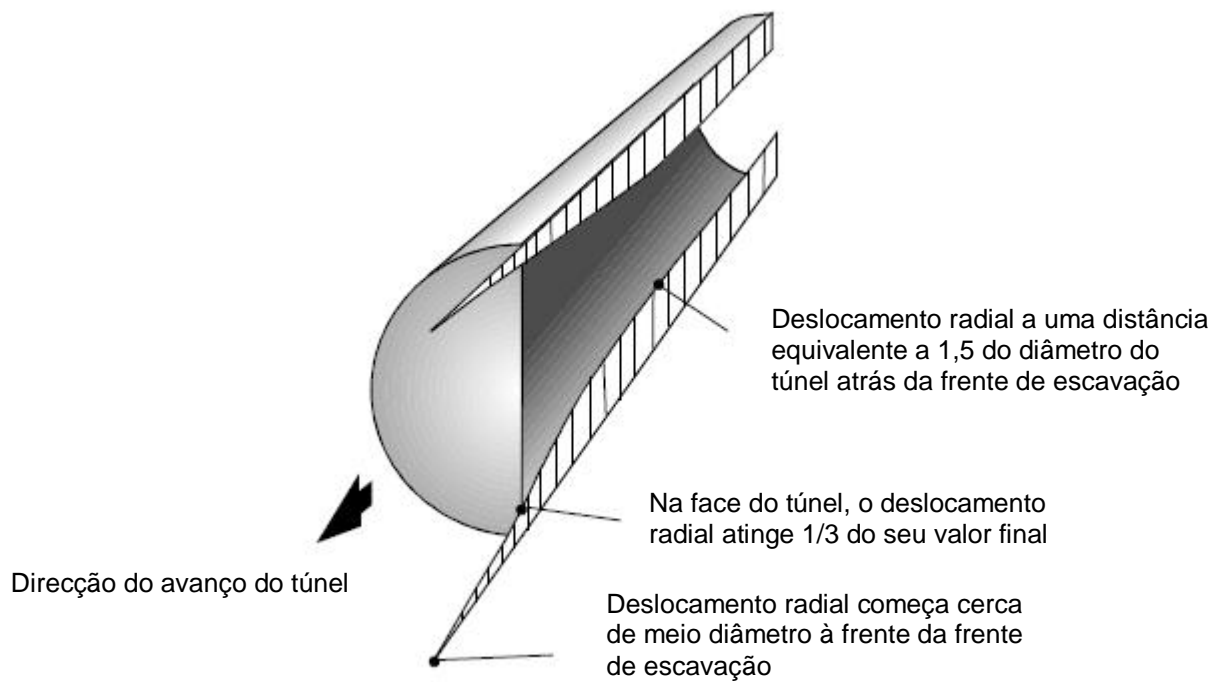


Fig.5.6 - Deformação radial no tecto e da zona inferior do tunel com o avanço da frente de escavação

Sendo assim, os primeiros 24 metros correspondem a uma escavação sequencial de 3 em 3 metros e os restantes 48 metros a uma escavação metro a metro visto ser uma zona à qual é necessária uma maior precisão atendendo à elevada deformação radial nessa zona. A Figura 5.7 ilustra o processo de escavação do modelo elástico

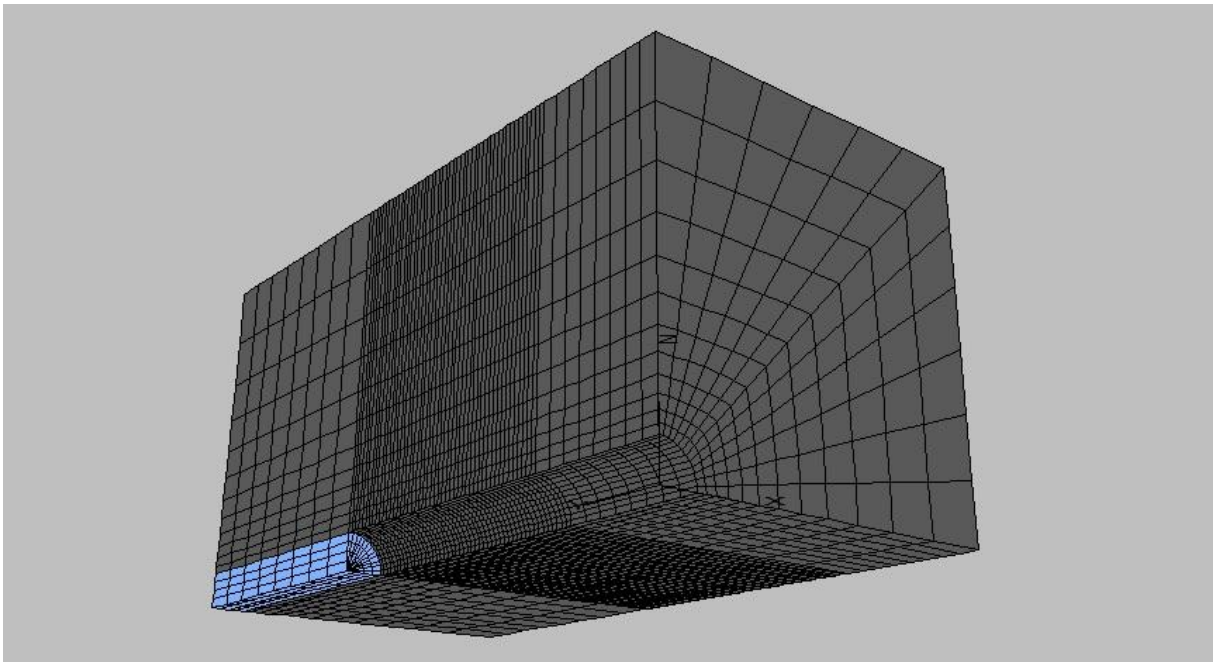


Fig.5.7 - Modelo elástico após escavação sequencial

O modelo hidrostático apresenta pressões horizontais iguais às pressões verticais, tornando-se numa simplificação da realidade. No entanto, este modelo possibilita a compreensão dos fenómenos tanto ao nível da deformação como ao nível de tensões.

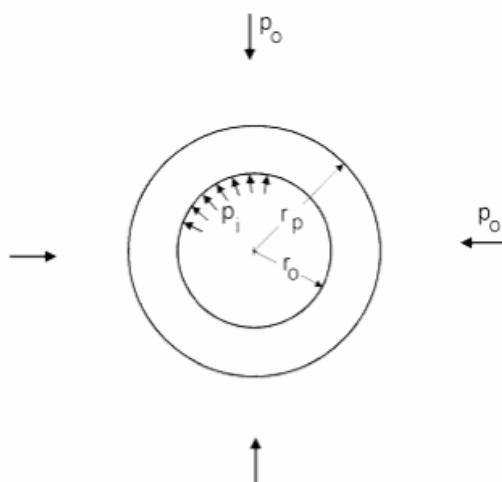


Fig. 5. 8 - Modelo hidrostático

Sendo assim, o modelo representado na Figura 5.8 constitui portanto uma simplificação dos fenómenos que ocorrem durante a escavação do túnel. Dado que este modelo define uma secção transversal circular, é mais aplicado a soluções construtivas realizadas com a tecnologia TBM. Para a completa definição deste modelo, decidiu-se que para as condições iniciais o valor da pressão p_0 é de 10MPa.

5.3.2.2. Resultados do modelo elástico hidrostático

Pretende-se averiguar a validade do modelo em estudo e, como tal, esta secção ilustra os resultados obtidos para o modelo elástico. Para tal, ter-se-á em conta os resultados do modelo em termos de deslocamentos e de tensões.

As variações de deslocamentos estão demonstradas na Figura 5.9 na fase final da escavação e onde é perceptível a sua forma radial, cujos valores aumentam à medida que se aproxima da abertura subterrânea, chegando mesmo a atingir um valor máximo de 3,49mm e nulos na fronteira do modelo em análise. Ora, isto deve-se claramente ao facto de estarmos perante condições hidrostáticas.

Os vectores deslocamentos segundo a direcção x e z do modelo elástico hidrostático estão evidenciados na Figura 5.10 cujos valores foram recolhidos para a análise comparativa entre os métodos analíticos e numéricos.

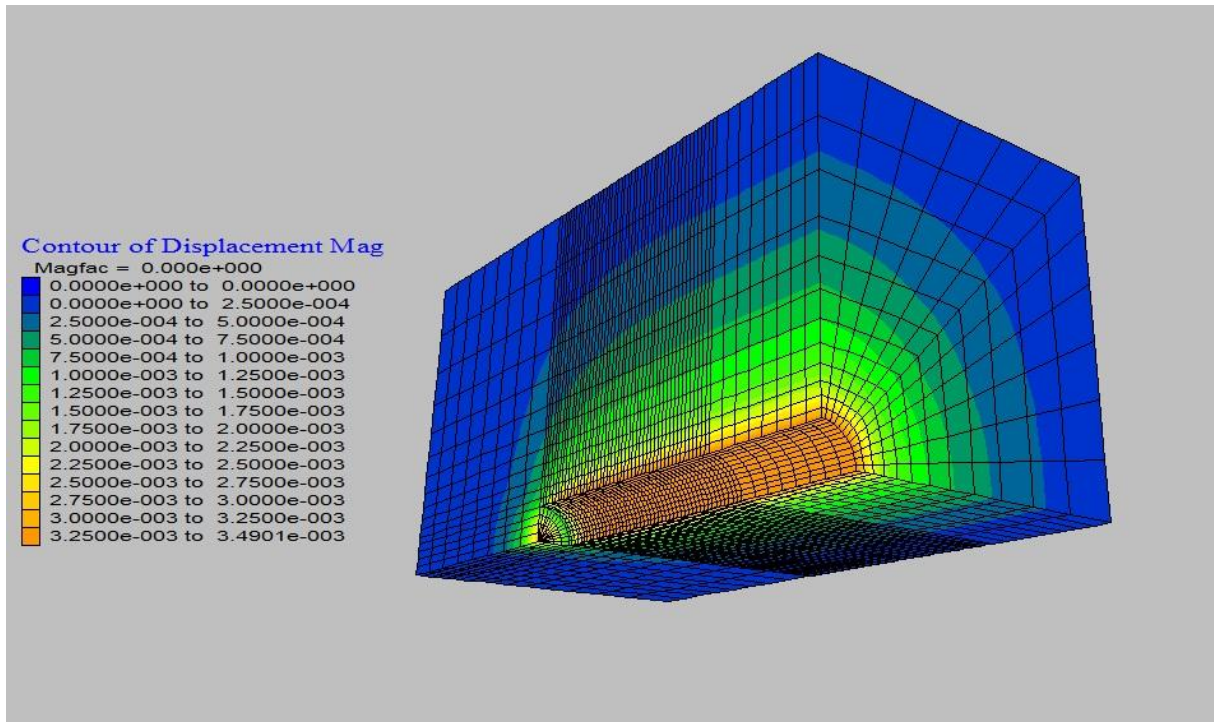


Fig.5.9 - Deslocamentos para o modelo elástico hidrostático

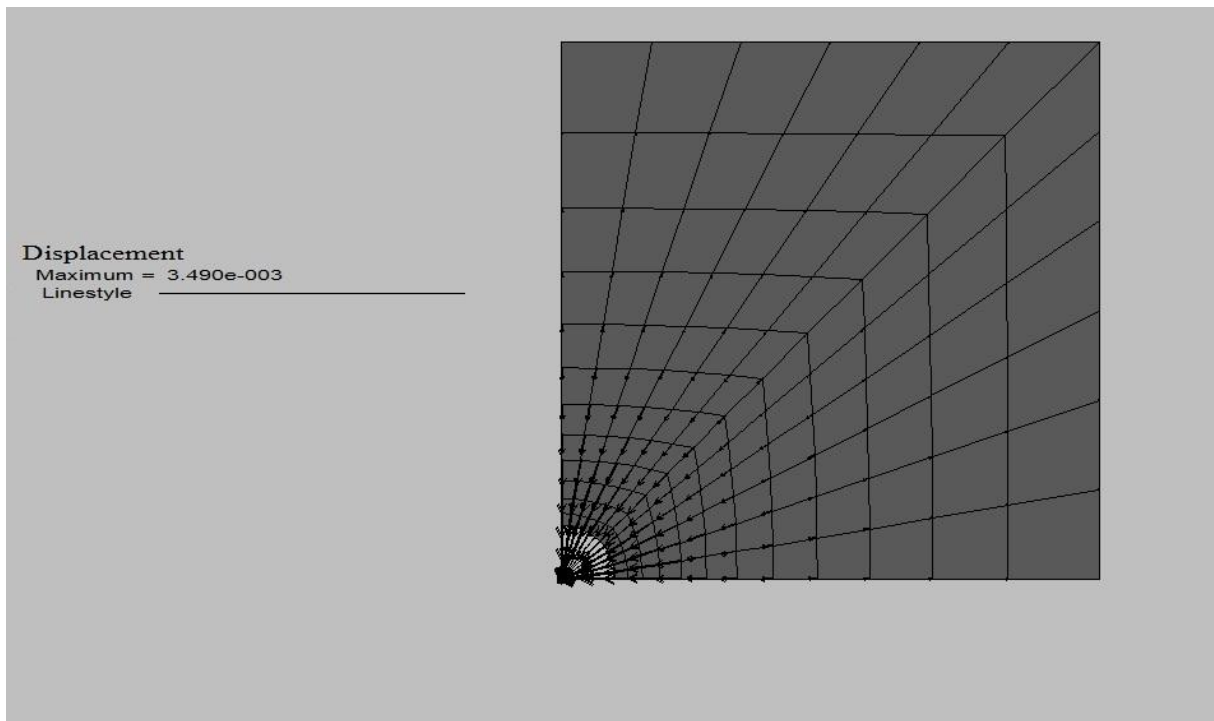


Fig.5.10 - Vectors deslocamentos numa secção transversal para o modelo elástico hidrostático

Para completar toda a recolha de resultados foi ainda preponderante a obtenção da gama de valores de tensões. A Figura 5.11 ilustra a variação das tensões principais mínimas sob condições hidrostáticas, onde os valores mais altos são atingidos à medida que se aproxima da abertura onde é abrangido o

valor máximo de 19,16MPa. Ora, contrariamente, as tensões aumentam à medida que se afasta do túnel. A Figura 5.12 ilustra os resultados relativos às tensões principais máximas.

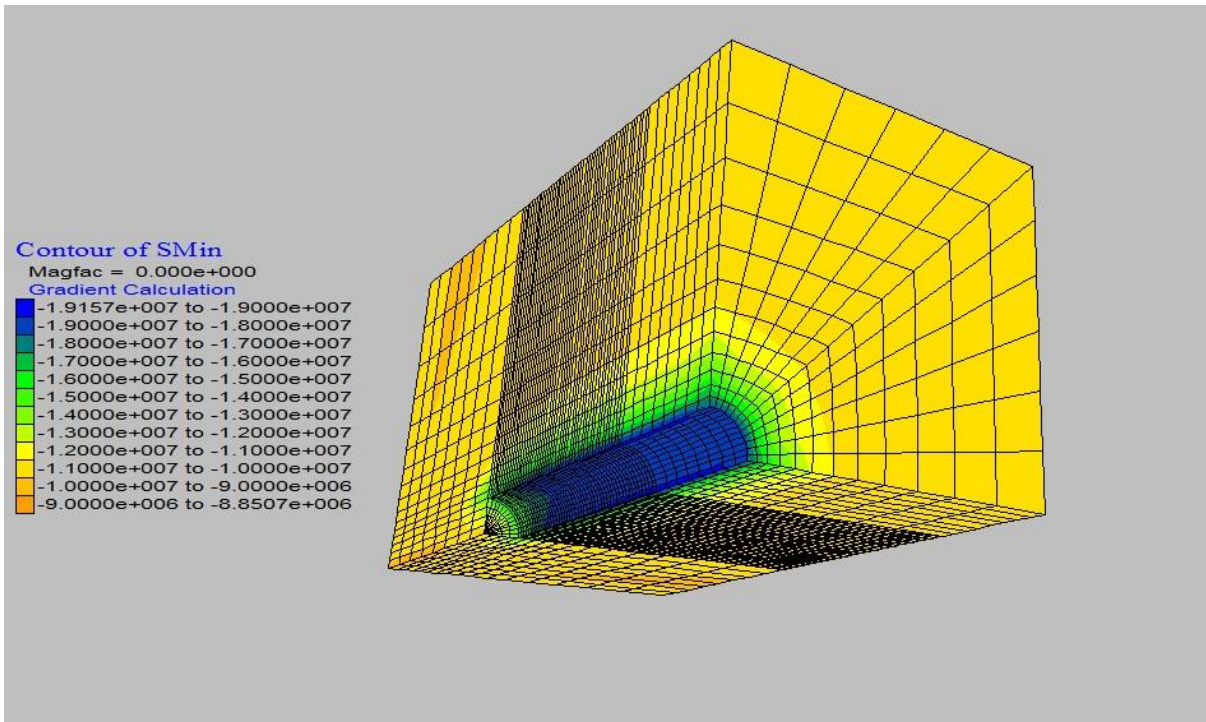


Fig.5.11 - Tensões principais mínimas do modelo elástico hidrostático

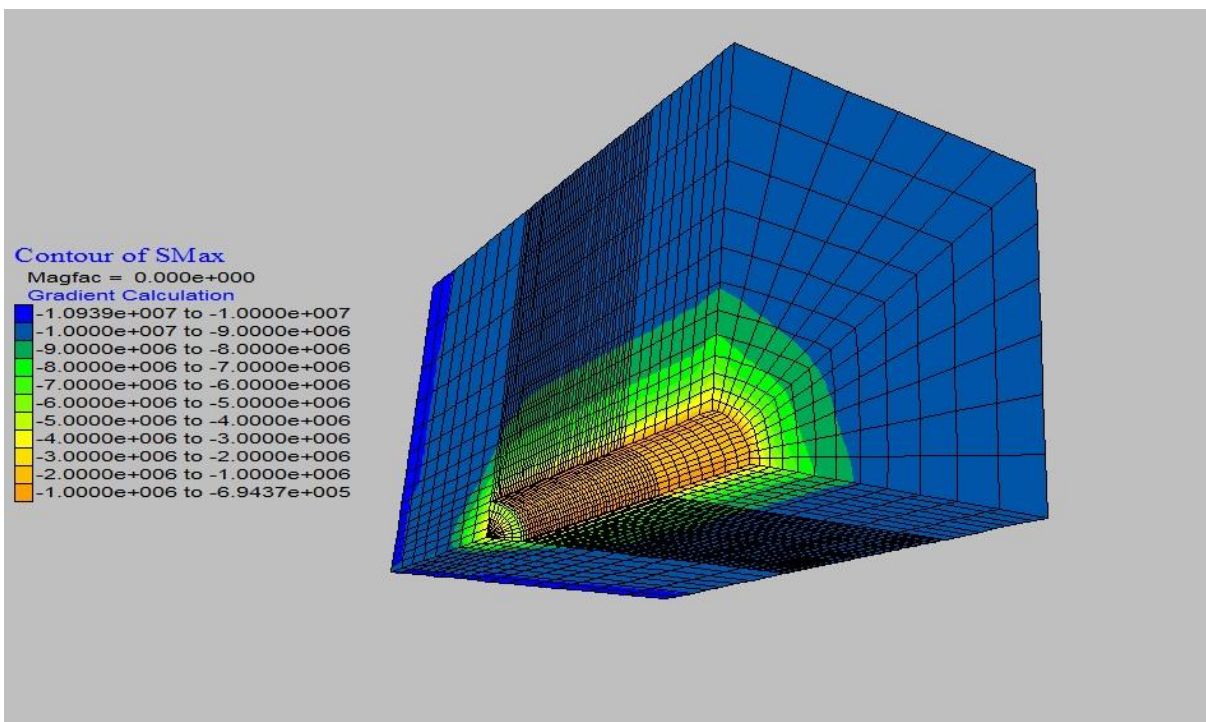


Fig.5.12 - Tensões principais máximas no modelo elástico hidrostático

5.3.2.3. Comparação dos resultados segundo a análise numérica e analítica

Pretendendo averiguar a veracidade dos valores obtidos, procedeu-se a um estudo comparativo entre os valores obtidos por uma análise analítica e os valores adquiridos pela análise numérica. Com base na formulação de Rocha (1976) e tendo em conta um modelo elástico-hidrostático, determinou-se os deslocamentos através da seguinte equação:

$$\mu = \frac{1+\nu}{E} \times \frac{a^2}{r} \times p_i \quad (5.10.)$$

onde p_i representa a tensão hidrostática, E o Módulo de Elasticidade do maciço rochoso, r a distância radial, ν o coeficiente de Poisson e a o raio do túnel.

Para a obtenção das tensões normais segundo as coordenadas polares utilizaram-se as seguintes equações:

$$\sigma_r = p_i \times \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (5.11.)$$

$$\sigma_\theta = p_i \times \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (5.12.)$$

No que respeita aos valores das variáveis que caracterizam o maciço rochoso, utilizaram-se as que foram anteriormente referidas para o modelo elástico hidrostático. Atendendo ao facto de não ser possível obter valores de distância radial seguindo a análise analítica, procurou-se utilizar a razão entre r e a à qual foram atribuídos valores de 1 até 6. O valor da pressão hidrostática adoptado é de 10MPa.

Para a obtenção de valores segundo uma análise numérica utilizaram-se os resultados mencionados anteriormente para o modelo elástico hidrostático, tanto ao nível de deslocamentos como ao nível de tensões.

A Figura 5.13 ilustra os valores obtidos recorrendo a uma análise analítica e numérica para os deslocamentos sofridos do maciço rochoso perante as condições mencionadas.

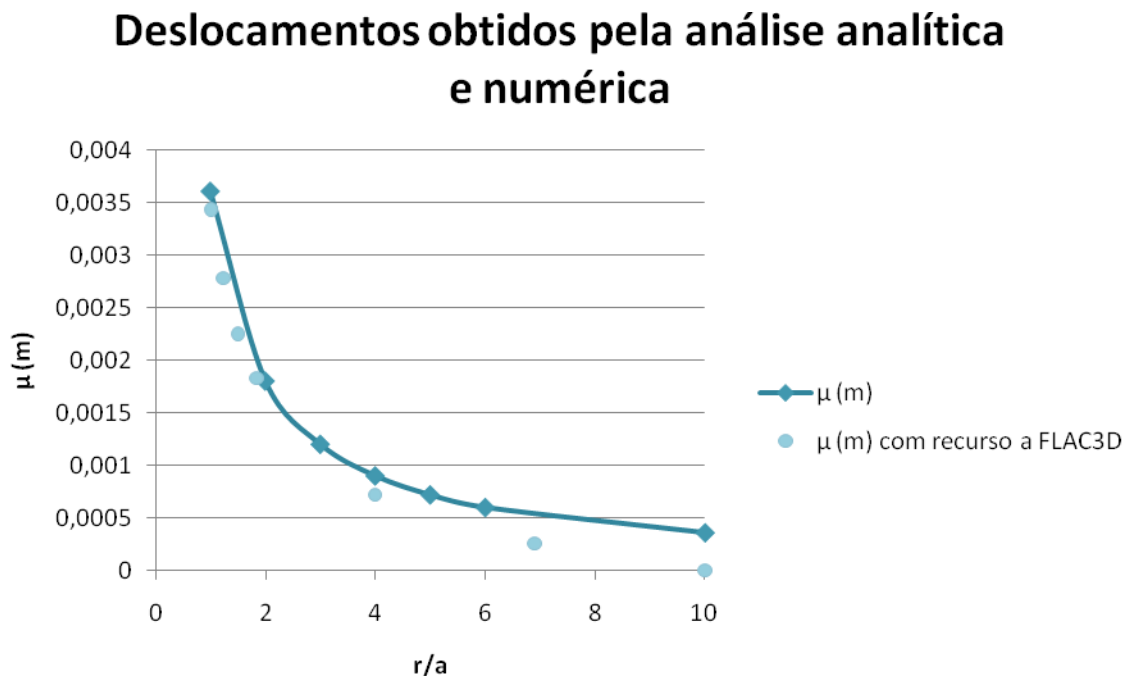


Fig.5.13 - Deslocamentos obtidos pela análise analítica e numérica

É importante reter que os valores obtidos a partir do FLAC 3D são, na sua generalidade, inferiores aos obtidos de forma numérica. Isto deve-se ao facto de que a expressão fornecida por Rocha (1976) demonstrar que só é obtido o seu valor nulo quando a razão dada por r/a tende para o infinito enquanto para a análise analítica é obtido quando se verifica que a razão é 10. Sendo assim a curva dada pelos valores do FLAC3D será sempre inferior à curva dada de forma numérica.

Existe uma clara aproximação entre os valores obtidos de forma numérica e analítica simbolizando, portanto, a veracidade do modelo em estudo ao analisarem os deslocamentos.

Tensões normais obtidas pela análise analítica e numérica

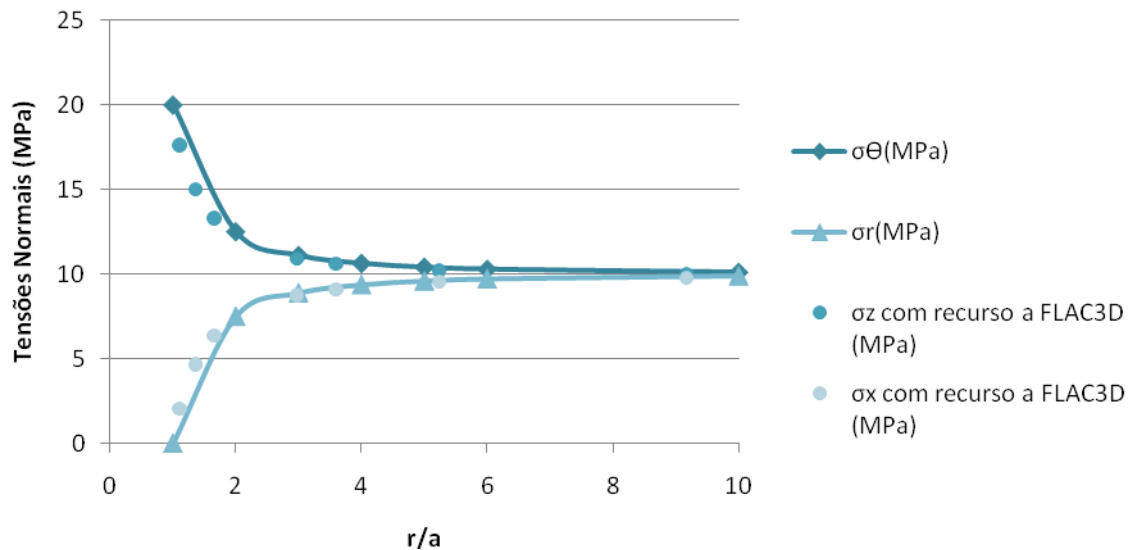


Fig.5.14 - Tensões radiais e perimetrais obtidas pela análise analítica e numérica

A Figura 5.14, ilustra a tendência das tensões tanto perimetrais σ_θ e radiais σ_r recorrendo a uma análise analítica e numérica. O σ_θ , assume um valor máximo para o dobro da pressão mais concretamente aos 20MPa e onde é perceptível um decréscimo das tensões, até ser atingida uma clara tendência quando para o valor de p_0 . Este comportamento também é assumido por σ_r onde existe um acréscimo de tensões até atingir a assíntota dada pelo valor da pressão nas condições iniciais. É ainda perceptível que esta tendência é iniciada quando a distância é equivalente a dois diâmetros, que tal como foi anteriormente referido, se trata de uma zona de instabilidade, onde existem as maiores deformações. Ora, toda esta conduta é dada também ao nível dos valores obtidos de forma analítica, sendo portanto uma clara e óptima aproximação.

Atendendo ao que foi mencionado, é clara a validação do modelo estabelecido.

5.3.3. CARACTERÍSTICAS DO MODELO DE ROCKBURST

Para a completa caracterização do fenómeno, é crucial ter em conta um modelo que apresente um comportamento de rotura. Como tal, surge a necessidade de aplicação do modelo Mohr-Coulomb visto que atribui um comportamento de plasticidade ao maciço rochoso. As propriedades necessárias para completar este modelo são:

- Módulo de distorção e rigidez;
- Ângulo de dilatação e ângulo de atrito;
- Coesão;
- Resistência à tracção.

Sendo assim os valores das constantes plásticas utilizadas para o modelo em análise estão descritas no quadro que se segue (Quadro 5.3):

Quadro 5.3 – Parâmetros que caracterizam o modelo de Mohr-Coulomb

γ (KN/m ³)	E (GPa)	ν	Resistência à tracção (MPa)	c (MPa)	$\Phi(^{\circ})$	K (GPa)	G (GPa)
27	20	0,20	0,1	3	33	11,111	8,333

Existem dois tipos de rockburst, que podem ser sob a forma de esmagamento ou sob a forma de corte. O primeiro ocorre devido à existência de aberturas subterrâneas enquanto o segundo ocorre devido à presença de falhas, juntas, etc. A análise presente é para a situação referente ao aparecimento de rockburst devido a escavações subterrâneas, não considerando a presença de falhas no maciço rochoso.

O processo construtivo é semelhante ao referido anteriormente contudo, neste caso, considerou-se uma certa particularidade. Nesta situação o processo de escavação é ao longo de 60 m, onde mais uma vez, o tempo entre a escavação e o suporte é praticamente instantâneo, assumindo que o fenómeno ocorre 12 atrás da frente de escavação.

O objectivo deste capítulo é averiguar o comportamento do suporte primário perante a ocorrência de rockburst. Um dos aspectos mais importantes do suporte consiste em garantir a estabilidade do maciço rochoso e, como tal, a utilização do FLAC3D permite a modelação do suporte de forma a ser possível analisar a sua interacção com o maciço rochoso.

Tal como foi referido anteriormente, pretendeu-se aproximar o mais possível ao processo de escavação com o recurso a tuneladoras. Sendo assim, adoptou-se o betão projectado como suporte primário que possui as seguintes propriedades:

Quadro 5.4 – Parâmetros que caracterizam o suporte primário

Espessura (m)	E (GPa)	ν
0,2	10,5	0,25

Não se utilizaram suportes do tipo pregagem, pois a sua rigidez é pouco significativa face à rigidez do anel de betão projectado.

A Figura 5.15 ilustra o processo construtivo onde se considera praticamente instantâneo a escavação e a colocação do suporte e onde foram utilizados 1344 elementos estruturais do tipo casca para representação do anel de betão projectado.

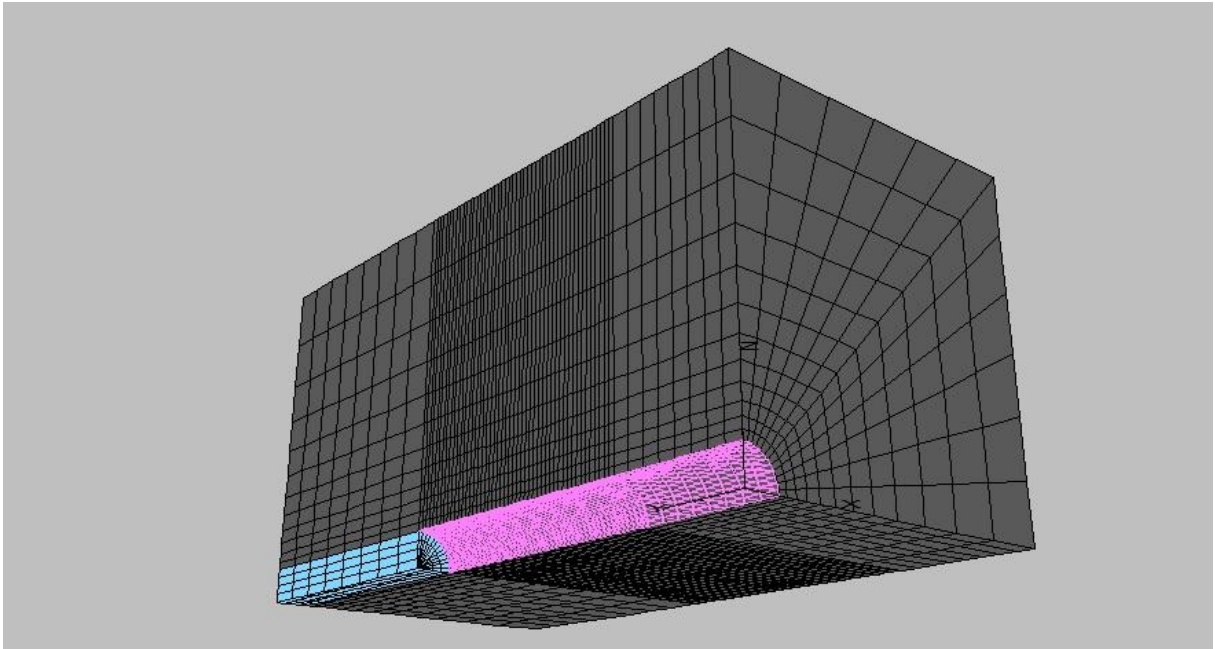


Fig.5.15 - Modelo elástico com suporte primário

Para as dimensões do bloco instável recorreu-se à base de dados abordada no Capítulo 4, de onde se retirou um caso com maiores dimensões. Sendo assim, o bloco apresenta uma profundidade de aproximadamente 3 metros, no eixo da escavação 3 metros e uma altura de 3 metros. A orientação do rockburst foi considerada ao nível das paredes laterais, pois tal como foi referido anteriormente, pretende-se seguir o caso do Jinping II onde a tensão inicial horizontal é cerca de metade da vertical, o que induz ao seu aparecimento nesse local.

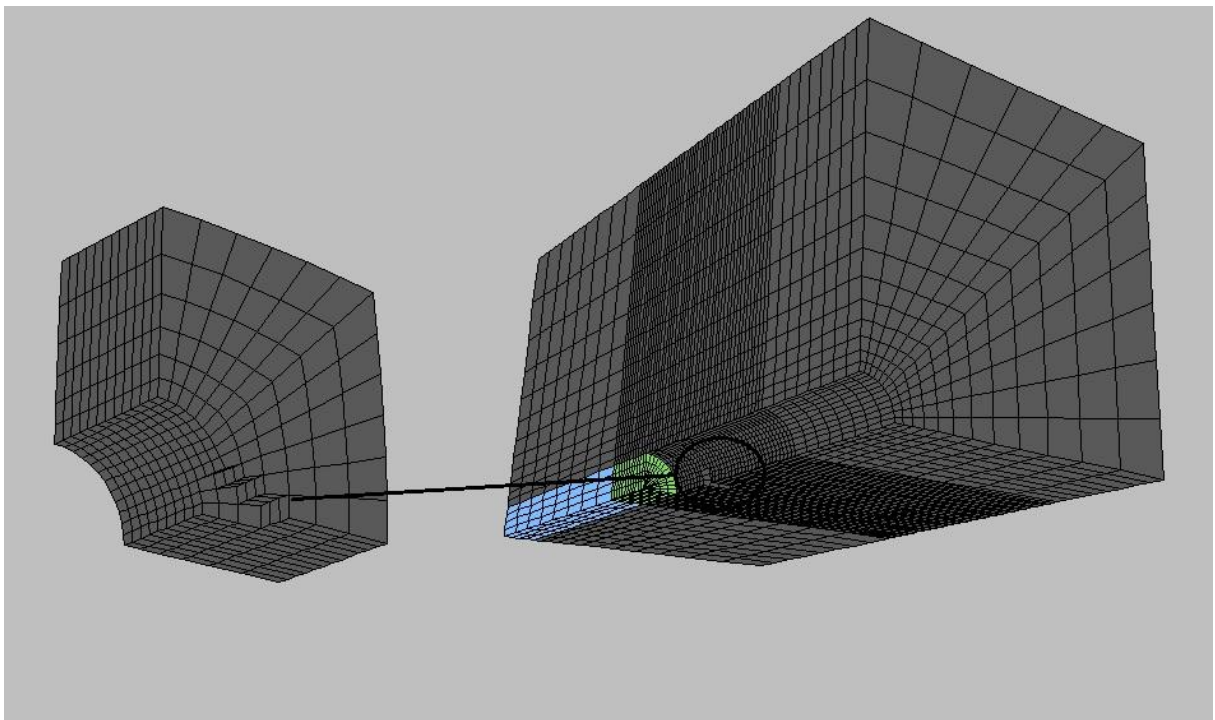


Fig.5.16 - Bloco instável devido à ocorrência de rockburst

A Figura 5.16 ilustra o pormenor do bloco instável com as respectivas dimensões mencionadas onde é retirada a sua massa equivalente.

Para a simulação do rockburst no software FLAC3D, utilizou-se um método de perturbação onde se presume que rockburst ocorre quando o parâmetro de rigidez é nulo. Como se pretende averiguar o comportamento do suporte perante tal fenómeno, procurou-se aplicar a carga equivalente ao bloco retirado no suporte e aplicar um valor multiplicativo de forma a representar o efeito dinâmico rockburst. Este valor multiplicativo, tal como foi abordado na secção 5.2, assume um valor unitário e de 1,2 que é ilustrado nas Figuras 5.17 e 5.18.

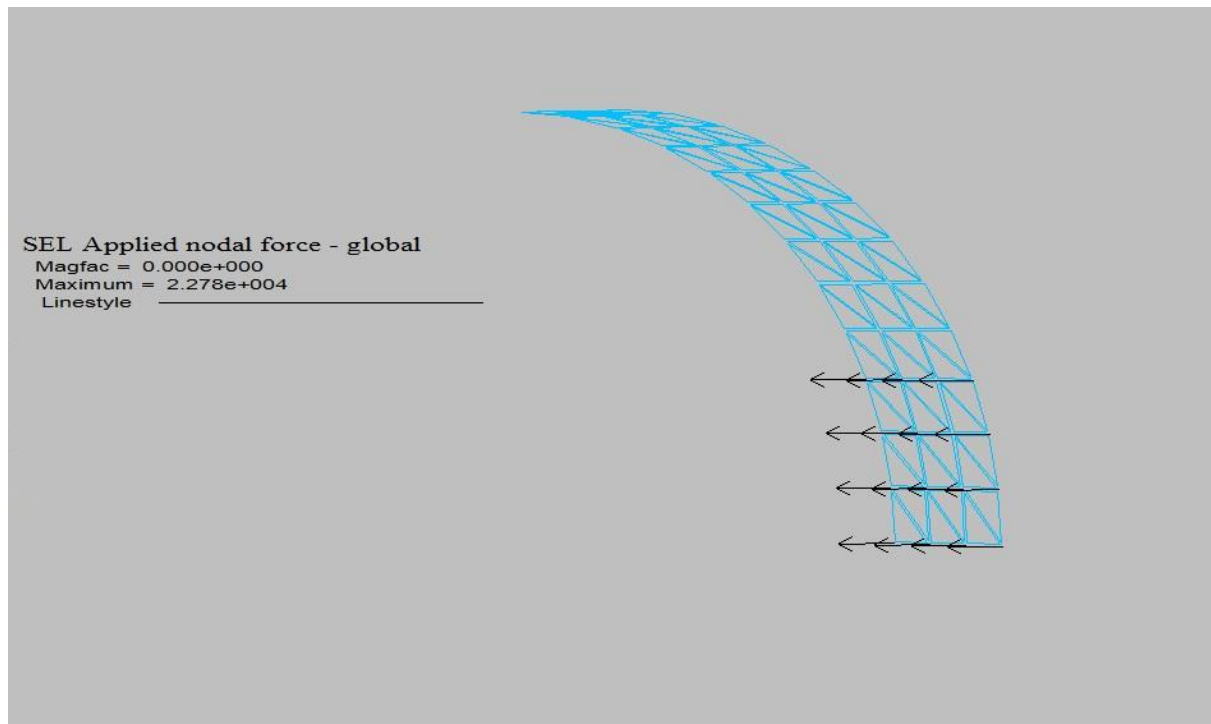


Fig.5.17 - Carga aplicada para o efeito dinâmico de rockburst com o factor multiplicativo de 1,0

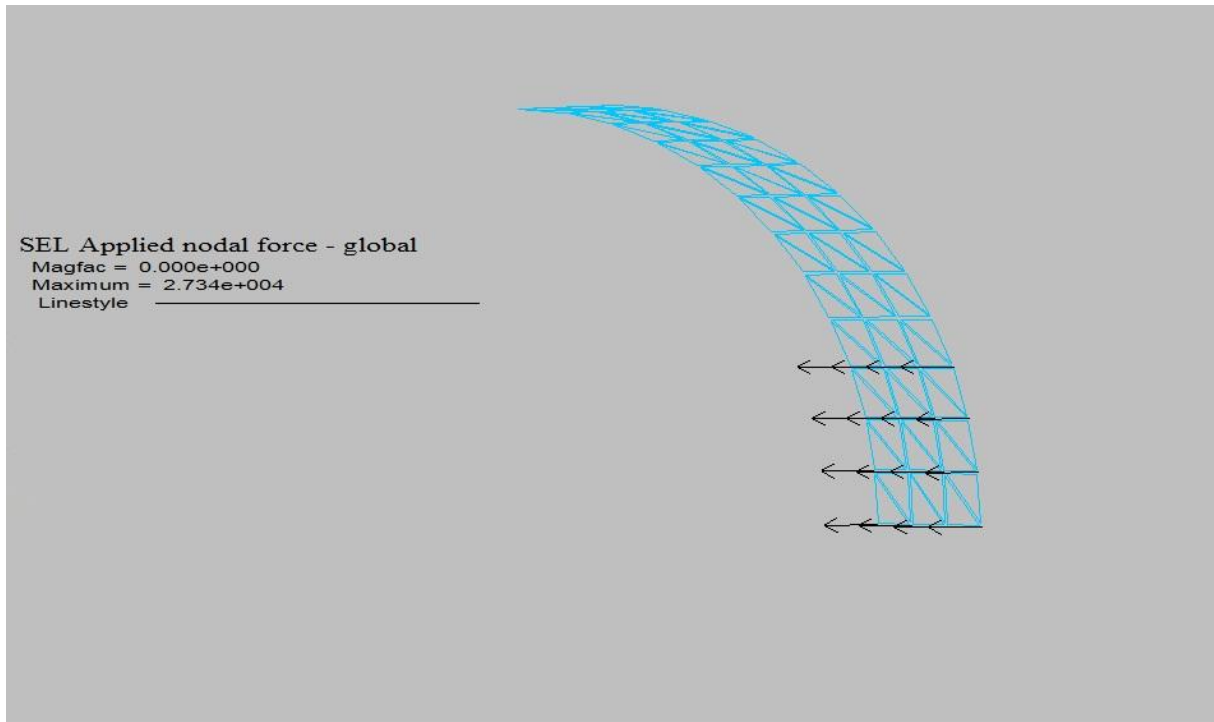


Fig.5.18- Carga aplicada para o efeito dinâmico do rockburst com o factor multiplicativo de 1,2

5.4. RESULTADOS DA MODELAÇÃO NUMÉRICA PARA O EFEITO DE ROCKBURST

5.4.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

5.4.1.1. Resultados do modelo para o maciço rochoso sem ocorrência de rockburst

Após a averiguação da veracidade do modelo em estudo, procedeu-se à análise dos resultados da modelação numérica para o efeito de rockburst. Nesta secção, os resultados dos modelos foram analisados e comparados particularmente até ao fim da etapa estipulada para a escavação com o suporte primário. Foi dado um ênfase peculiar aos resultados nos termos de deslocamentos e tensões na secção onde ocorre rockburst, de forma a ser obtida uma autêntica comparação do comportamento dos modelos adoptados.

Para um completo sentido dos cálculos, é preponderante a averiguação dos resultados segundo o comportamento plástico do modelo. Antes de tudo procurou-se apurar os resultados sem a consideração de rockburst. A Figura 5.19 apresenta os vectores deslocamentos obtidos segundo o modelo 3D para a secção crítica referida anteriormente. De facto, verifica-se a tendência dos vectores para o interior do túnel sendo perceptível o seu incremento, chegando mesmo a atingir o valor máximo de 24,52 mm. Tal é ainda verificado pela Figura 5.20 pela gama de valores dos deslocamentos segundo as três direcções onde o respectivo valor máximo é alcançado no tecto do túnel. É ainda preponderante referir que a gama de maiores deslocamentos é sentida na zona superior da abertura e que os valores decrescem à medida que se afasta do túnel. Os deslocamentos são nulos na fronteira do modelo mais concretamente quando $x=60$ m atendendo às condições fronteira estabelecidas.

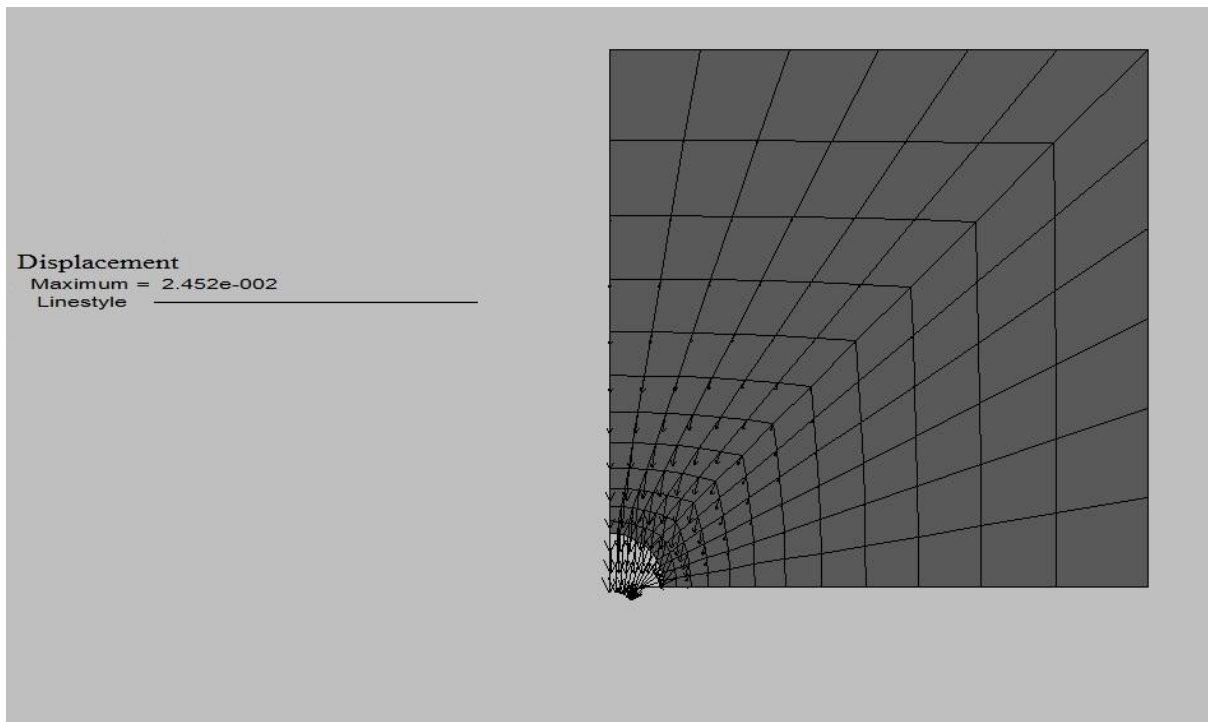


Fig.5.19 - Vector deslocamento do maciço rochoso para o modelo elástico plástico sem a ocorrência de rockburst

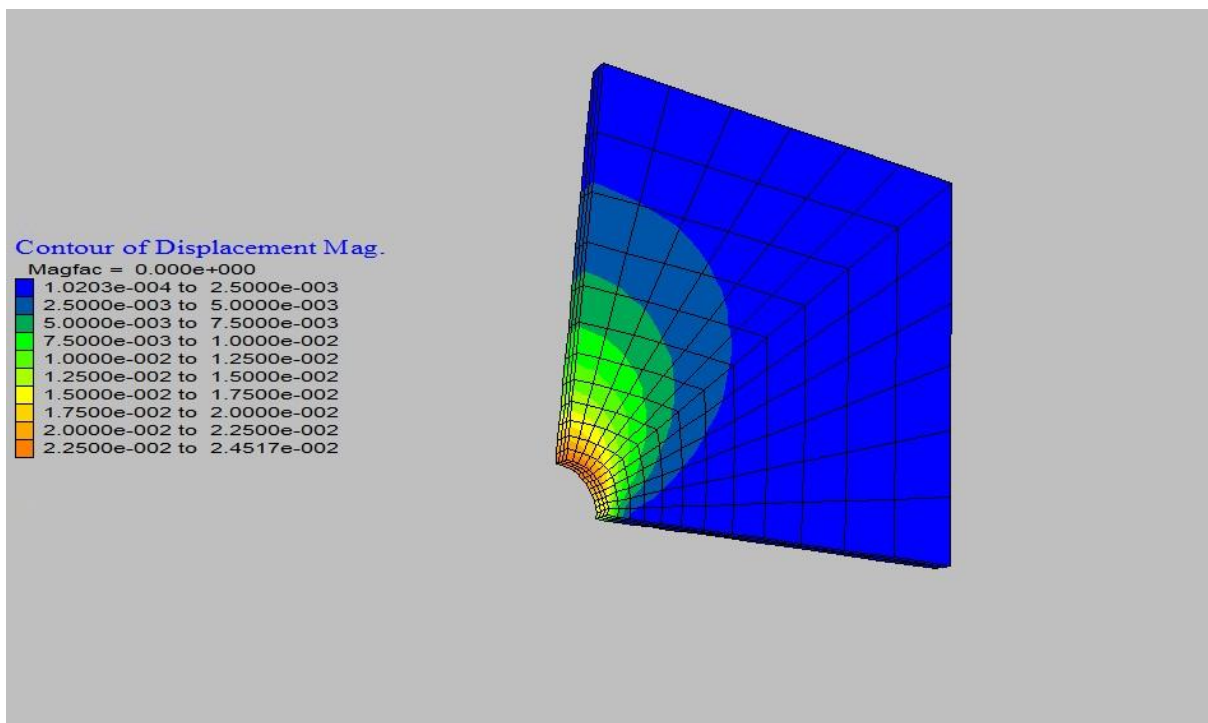


Fig.5.20 – Gama de valores dos deslocamentos do maciço rochoso para o modelo elástico plástico sem ocorrência de rockburst

Ao nível de tensões, o maciço rochoso circundante ao túnel está à compressão (Figura 5.21 e 5.22). A máxima tensão de compressão, de cerca de 59,7 MPa, é observada segundo a mancha azul na Figura 5.22. Tal deve-se às condições iniciais do estado de tensão, onde a tensão vertical é superior à

horizontal comprimindo a abertura nas laterais. É importante denotar que, por causa das tensões de compressão serem negativas, os seus valores são os maiores das tensões principais. Os menores valores sentidos apresentam-se na abertura de aproximadamente 1,48 MPa pois é onde está colocado o elemento estrutural. Relativamente às tensões principais máximas, denota-se uma clara variação de gama de valores segundo a diagonal do plano apresentado onde o respectivo valor máximo alcançado à compressão é de 21,13 MPa.

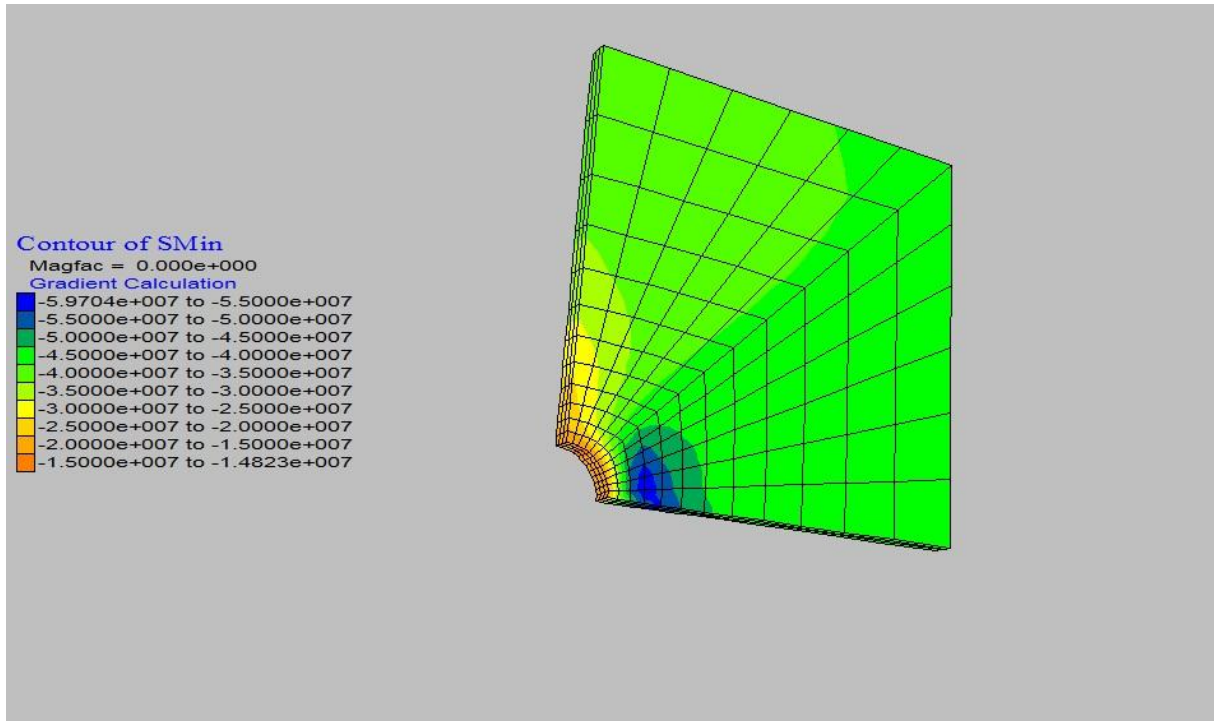


Fig.5.21 - Tensões principais mínimas (σ_1) do maciço rochoso para o modelo elástico plástico sem ocorrência de rockburst

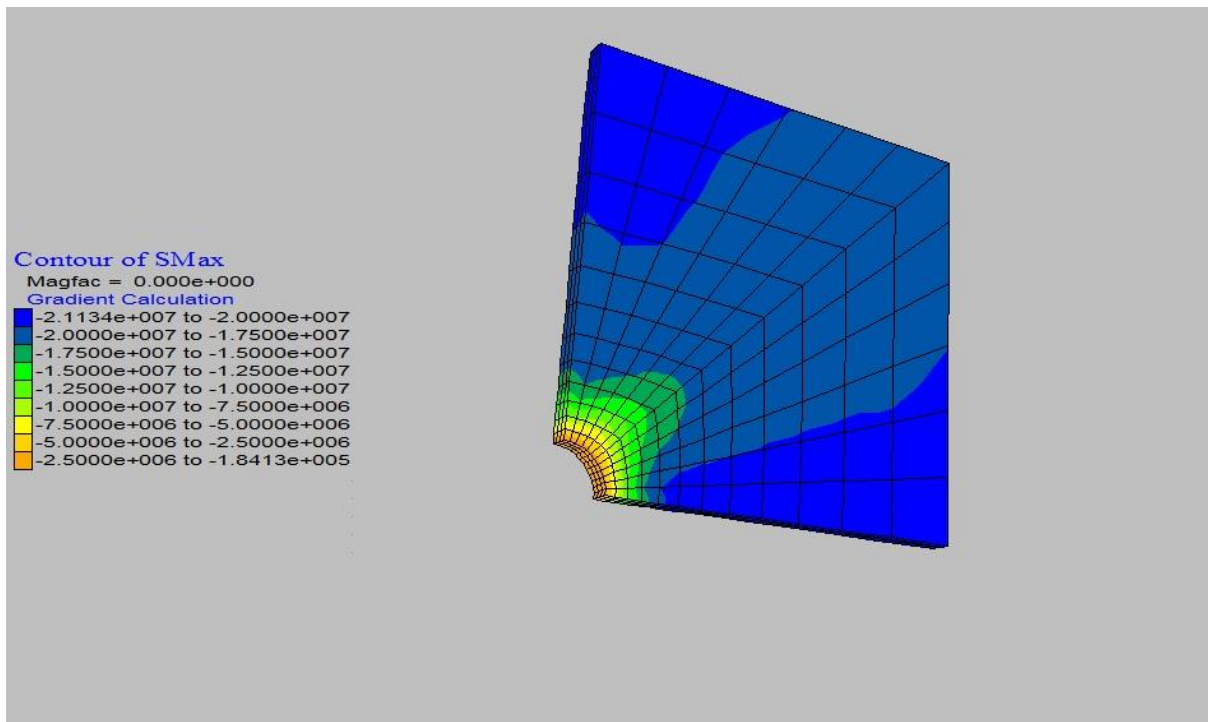


Fig.5.22 - Tensões principais máximas (σ_1) do maciço rochoso para o modelo elástico plástico sem ocorrência de rockburst

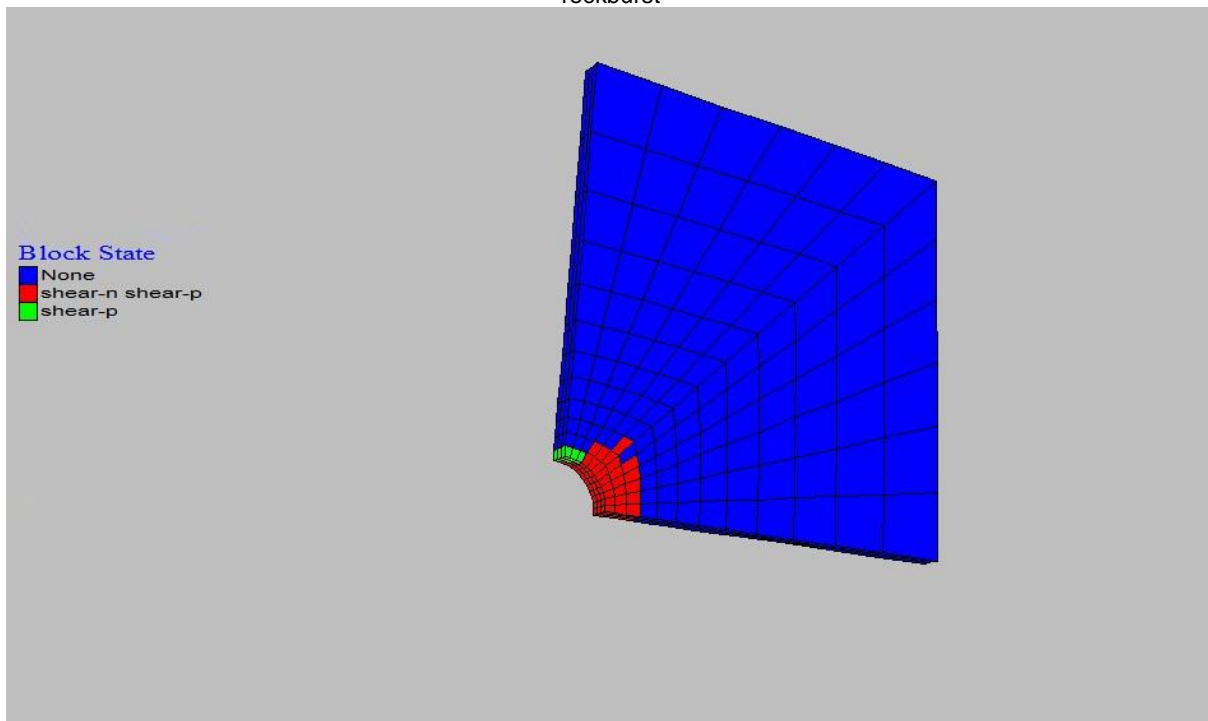


Fig.5.23 - Zonas de rotura do maciço rochoso para o modelo elastoplástico

Existe ainda a possibilidade de obter, através do software FLAC3D, as zonas de rotura do modelo em estudo. Ora foi identificado um único tipo de rotura possível que foi por corte. Dentro do tipo de rotura por corte foram ainda identificadas duas circunstâncias opostas, ocorrendo uma durante a execução do modelo. A Figura 5.23 ilustra todas as zonas de rotura existindo sobretudo na abertura subterrânea

sendo, portanto, percebível que a maior probabilidade de ocorrência de rockburst será nas paredes laterais do túnel.

5.4.1.2. Resultados do modelo para o maciço rochoso com ocorrência de rockburst

Nesta secção, os resultados dos modelos são analisados tendo em conta duas situações com um factor multiplicativo unitário e de 1,2, respectivamente. Mais uma vez ter-se-á uma especial ostentação ao nível dos deslocamentos e tensões no local onde se considerou o aparecimento de rockburst de forma a ser compreensível de forma pormenorizada o comportamento do maciço rochoso. Relativamente à primeira situação considerada, a Figura 5.24 representa o vector deslocamento na zona de risco e onde é visível a alteração da orientação do vector na zona de ocorrência do fenómeno. É claro que tal modificação se deve ao facto de se ter retirado o bloco, o que altera todo o comportamento do maciço rochoso circundante ao rockburst. O valor máximo da magnitude do deslocamento alcançado é de 24,0 mm. Tal é verificado também pela Figura 5.25, sendo ainda patente que o vector deslocamento demonstra que os deslocamentos são maioritariamente verticais no tecto do túnel devido à forte influência da alta tensão vertical nessa direcção. Denota-se ainda que à medida que se afasta do túnel, os valores decrescem, chegando a atingir como valor mínimo 0,0968 mm.

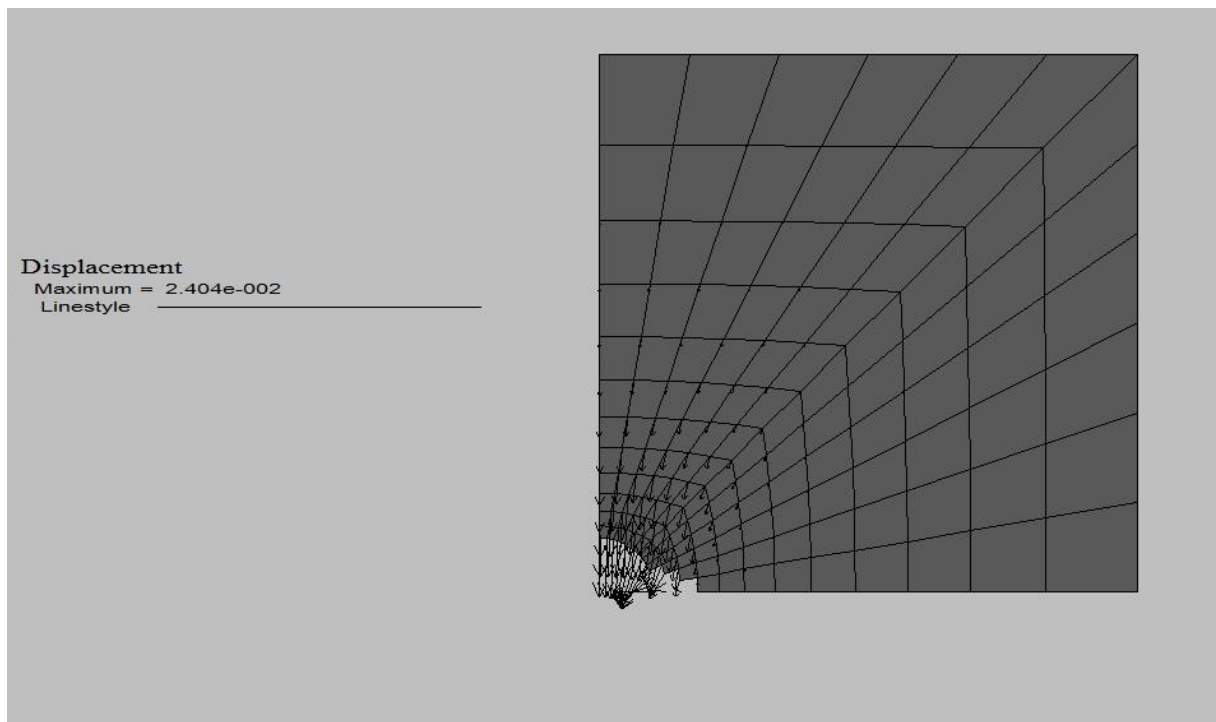


Fig.5.24 - Vector deslocamento do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,0

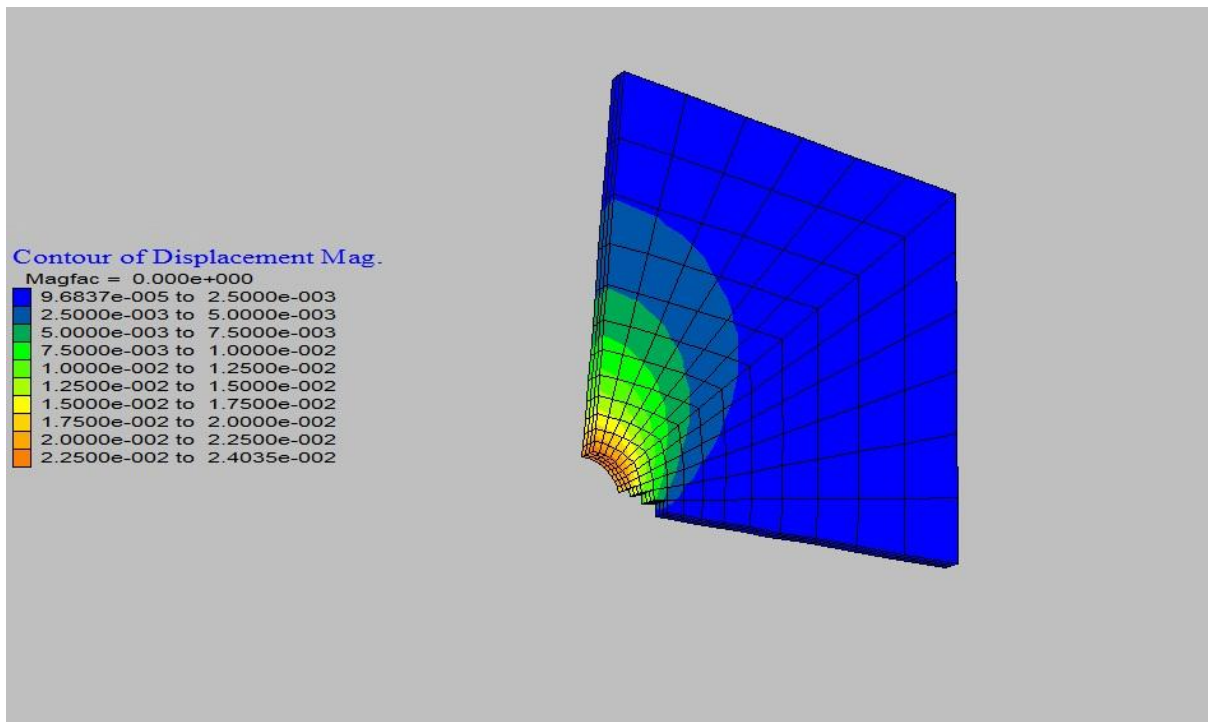


Fig.5.25 - Gama de valores dos deslocamentos do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,0

Em termos de tensões, o maciço rochoso circundante ao túnel está sob compressão (Figura 5.26 e 5.27). A máxima tensão de compressão, de cerca 75,89 MPa, é ressentida quando o bloco de rockburst possui a maior profundidade (de 3 m). A Figura 5.27 ilustra que os valores vão diminuindo à medida que se sobe na abertura subterrânea atingindo o valor mínimo no tecto do túnel de 1,03 MPa. Relativamente aos valores da tensão total principal máxima é claro que o máximo valor sentido é à compressão de 0,284 MPa na periferia do túnel.

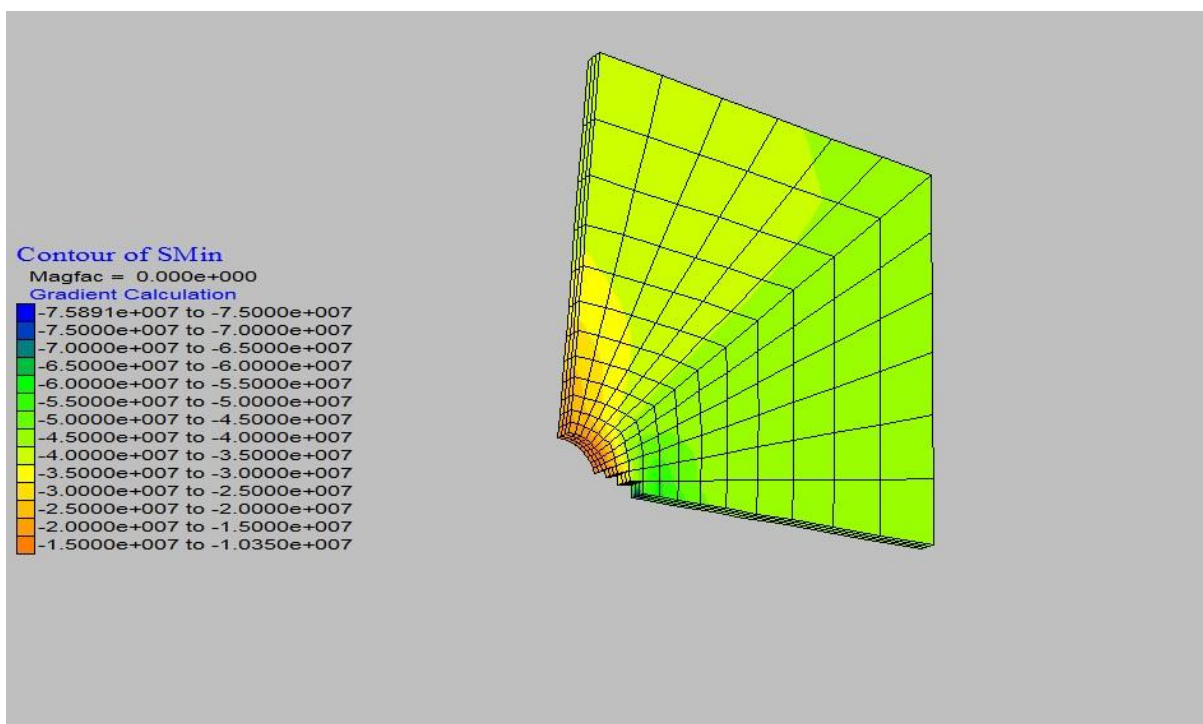


Fig.5.26 - Tensões principais mínimas (σ_1) do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,0

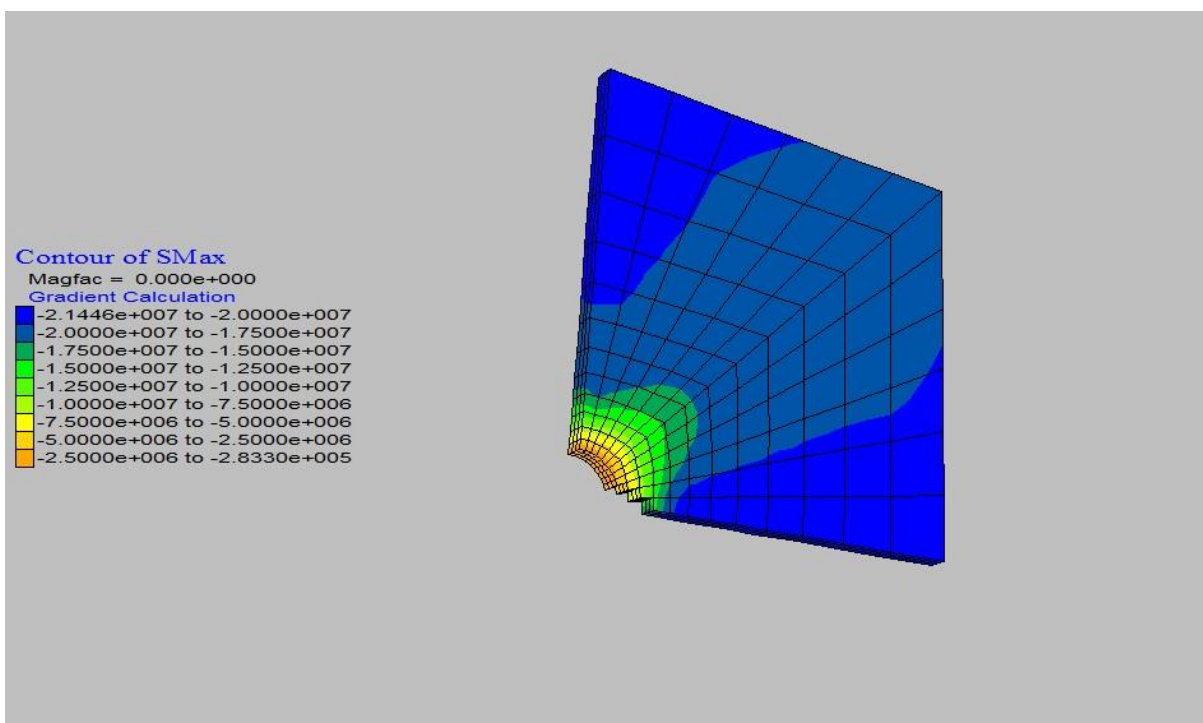


Fig.5.27 – Tensões principais máximas (σ_3) do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,0

Relativamente ao caso onde o factor multiplicativo considerado é de 1,2, os resultados são analisados segundo os seus deslocamentos e tensões principais na zona do rockburst. No que respeita aos vectores

deslocamento, a Figura 5.28 ilustra que os deslocamentos sofridos atingem no máximo o valor de 24,03 mm. Tal é corroborado pela Figura 5.29 ilustrativa da gama de valores da magnitude dos deslocamentos sofridos pelo maciço rochoso circundante à abertura subterrânea. É ainda elucidativo que os maiores deslocamentos são sentidos na fronteira do túnel e que vão decrescendo à medida que se afasta da abertura atingindo o seu valor mínimo de 0,968 mm, onde são estabelecidas as condições fronteira do modelo em estudo.

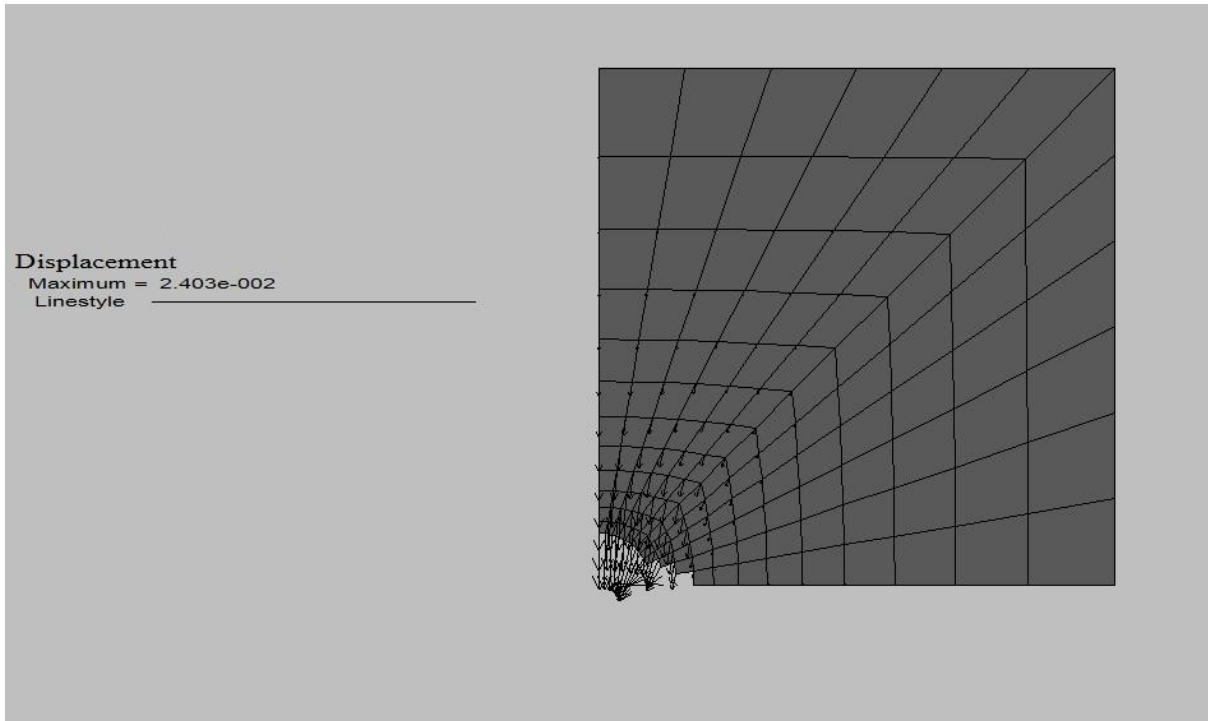


Fig.5.28 - Vector deslocamento do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,2

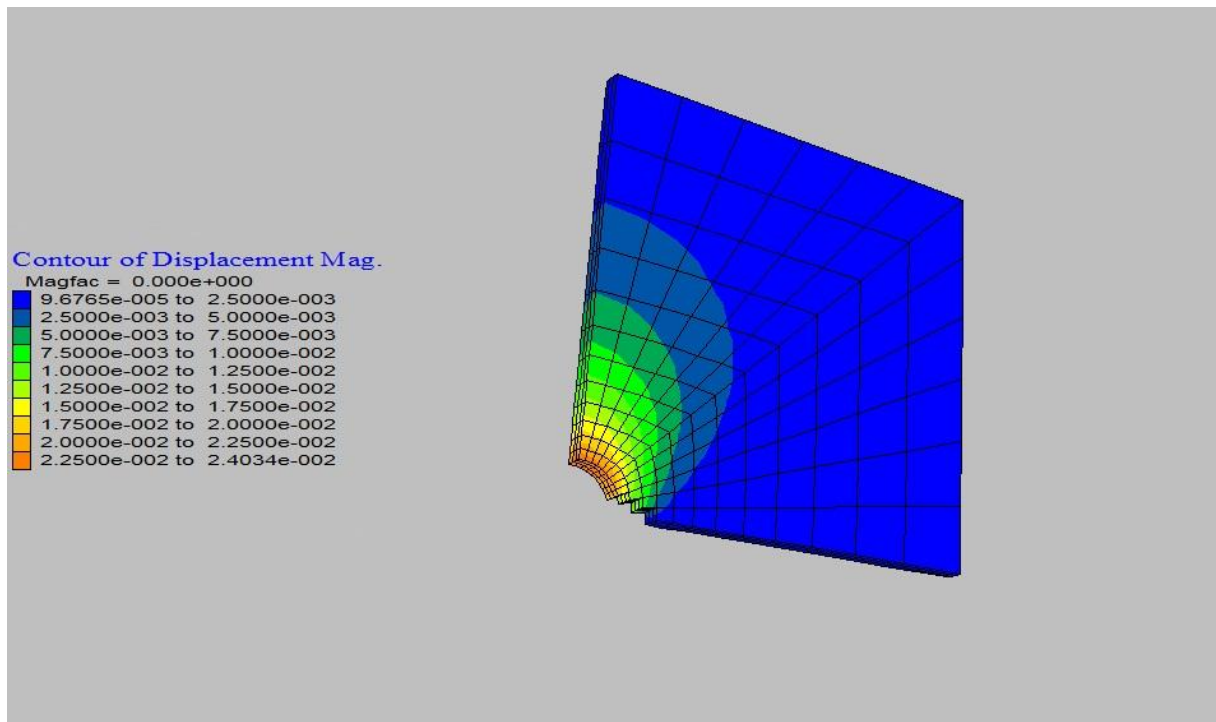


Fig.5.29 - Gama de valores dos deslocamentos do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,2

Relativamente à distribuição de tensões no maciço rochoso, obteve-se os resultados das tensões totais principais mínimas (σ_1) e máximas (σ_2). A Figura 5.30 é elucidativa da gama de valores das tensões totais principais mínimas, denotando-se as maiores tensões de compressão, encontram-se no bloco do fenómeno afastado 3 m da abertura subterrânea e onde se alcança o valor de 75,89 MPa. Os menores valores são abrangidos na fronteira do túnel atingindo no mínimo 10,35 MPa. No que concerne à tensão total principal máxima, verifica-se que os maiores valores encontram-se no limite do túnel tendo o valor de 0,286 MPa não existindo qualquer valor à tracção (Figura 5.31).

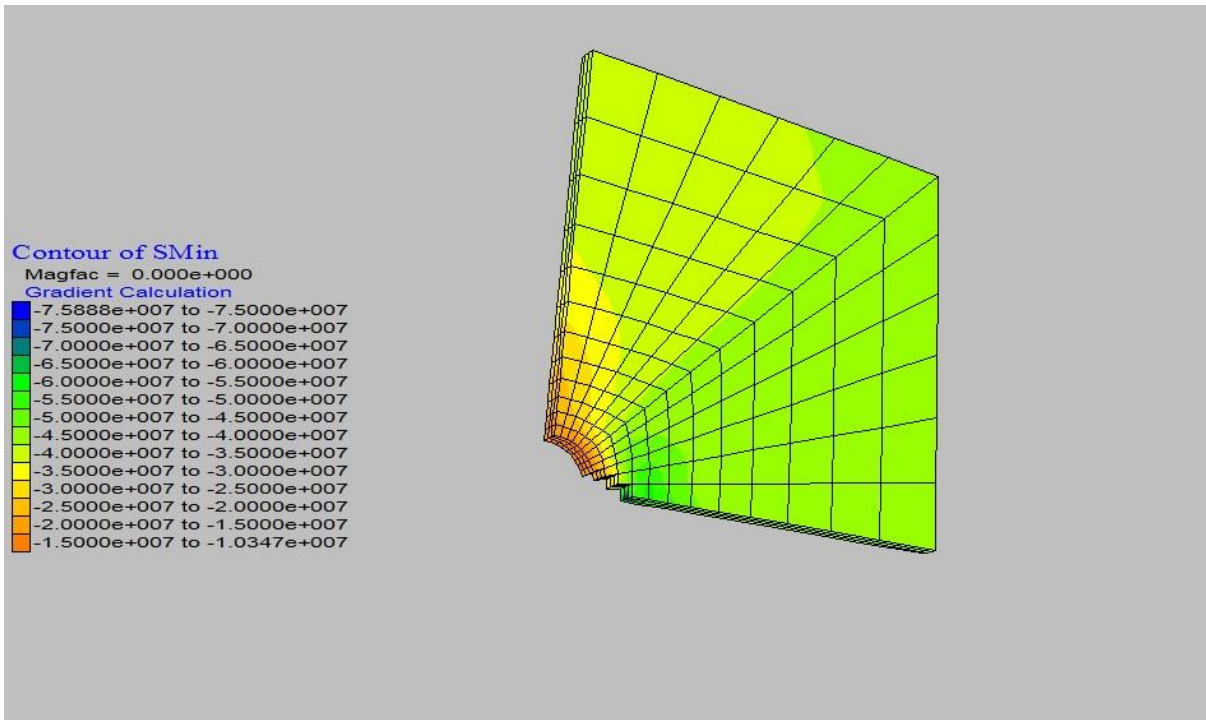


Fig.5.30 - Tensões principais mínimas (σ_1) do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,2

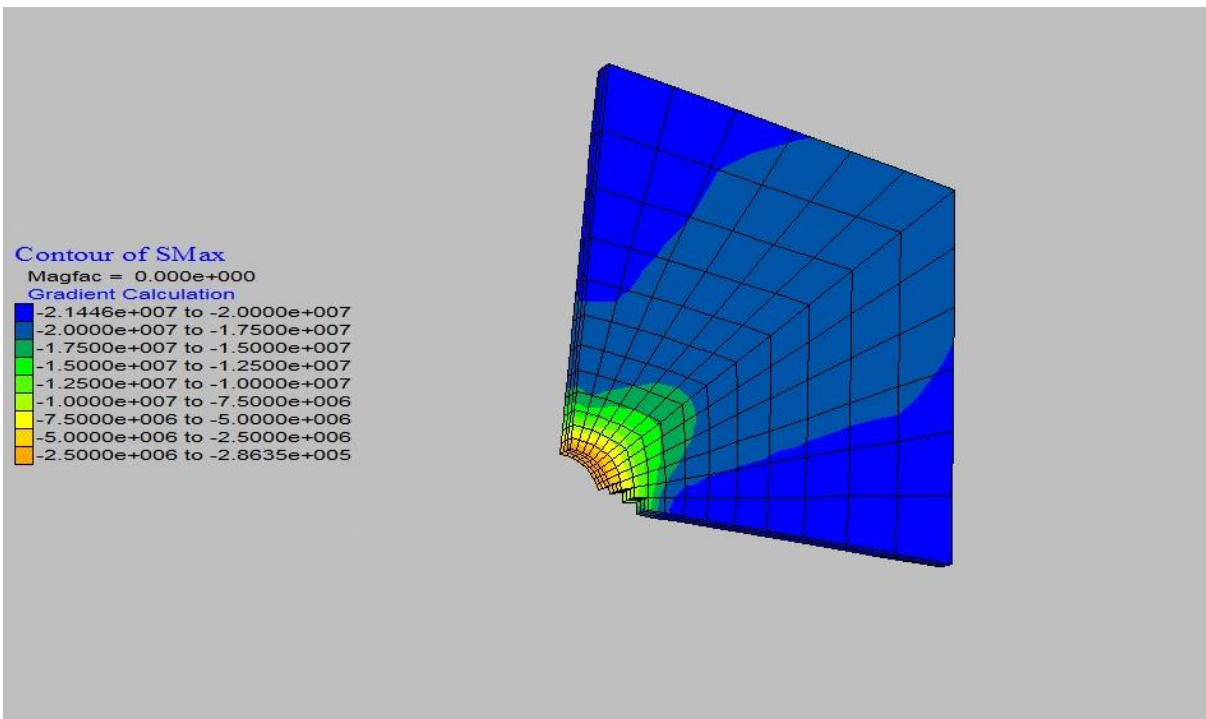


Fig.5.31 - Tensões principais máximas (σ_3) do maciço rochoso para o modelo de ocorrência de rockburst recorrendo ao factor multiplicativo de 1,2

5.4.1.3. Resultados do modelo para o suporte primário sem ocorrência do rockburst

O objectivo deste capítulo consiste em averiguar o comportamento do suporte utilizado perante a ocorrência de rockburst. Ora, esta secção procura identificar os resultados obtidos no suporte primário, dando uma especial ostentação aos deslocamentos e tensões. Mais uma vez cingiu-se o estudo dos resultados na secção em risco (quando os valores de y estão entre 48 m e 51 m) de forma a possibilitar uma análise mais pormenorizada.

O suporte é constituído na sua totalidade por vários anéis estruturais que são espaçados igualmente com a malha do modelo estipulada antes. Nas Figuras seguintes apresentam-se os três anéis em análise. A Figura 5.32 demonstra os vectores deslocamento ao nível do suporte primário, onde é perceptível que o maior valor atingível é de 15,81 mm. Ora, tal valor é inteligível na Figura 5.33 no contorno de valores apresentado, localizando-se na fronteira de cada escudo do lado esquerdo na zona central. Os deslocamentos mínimos de cerca de 15,5 mm são atingidos em cada escudo do lado direito na parede lateral e no tecto do túnel.

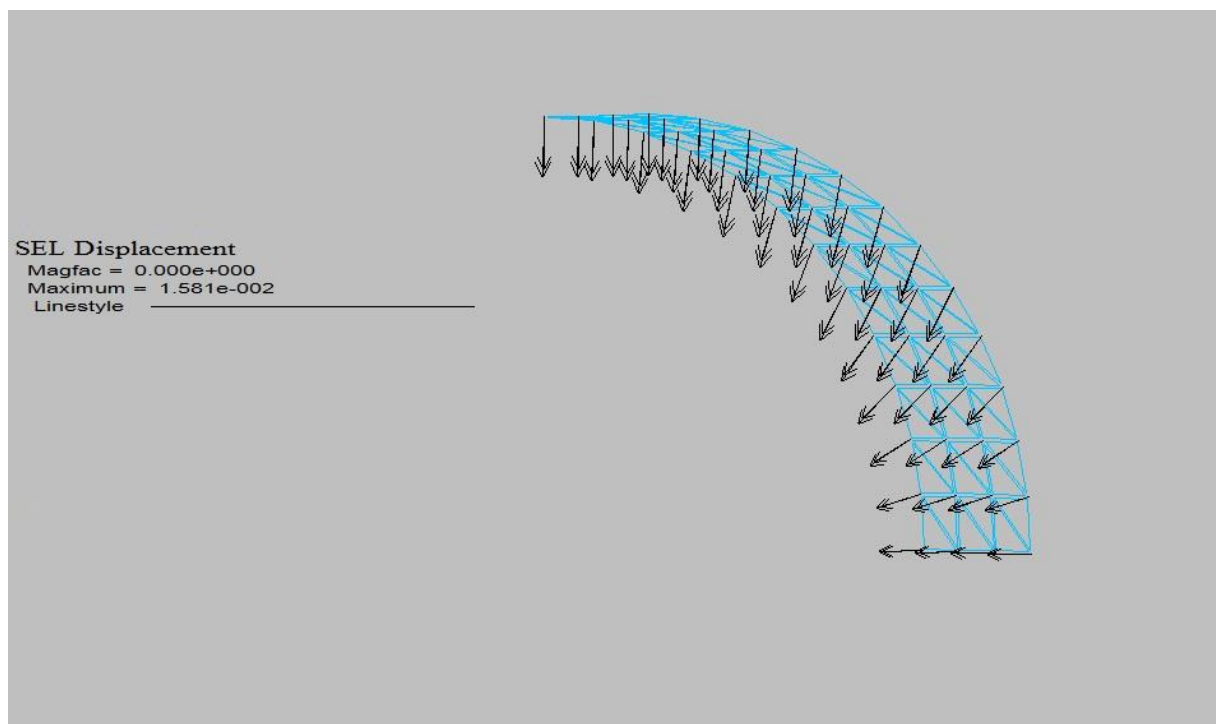


Fig.5.32 - Vectores deslocamento ao nível do suporte primário para o modelo elastoplástico

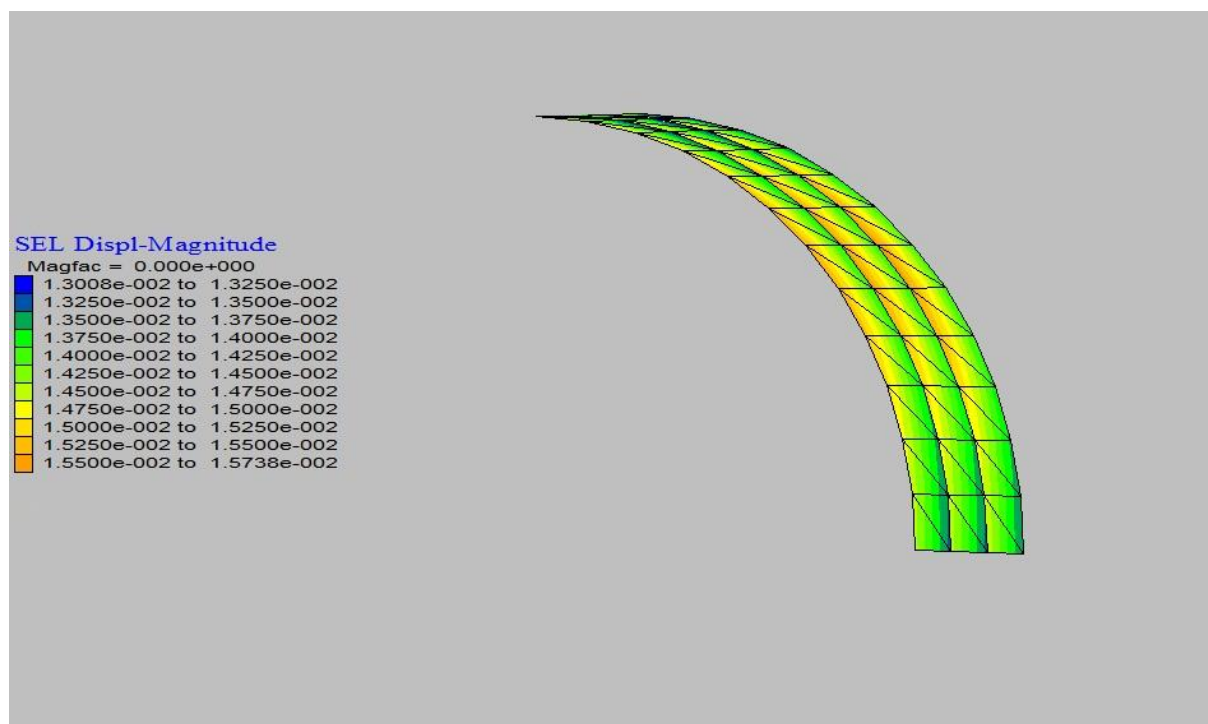
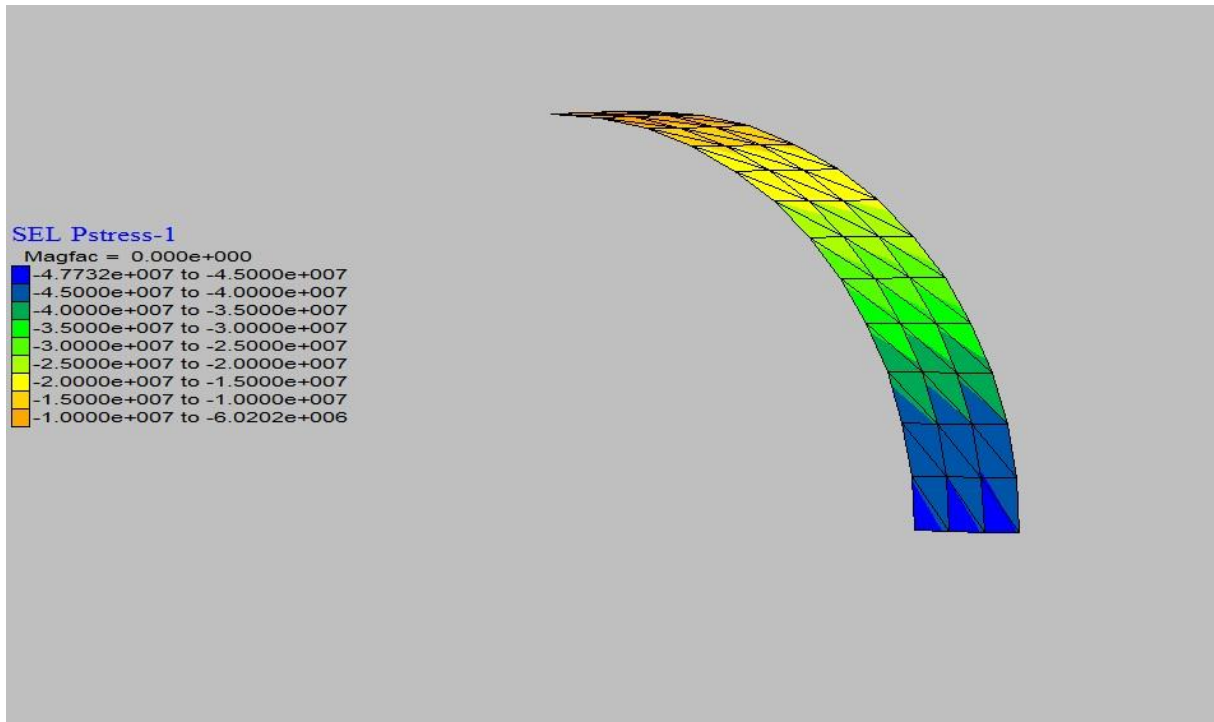
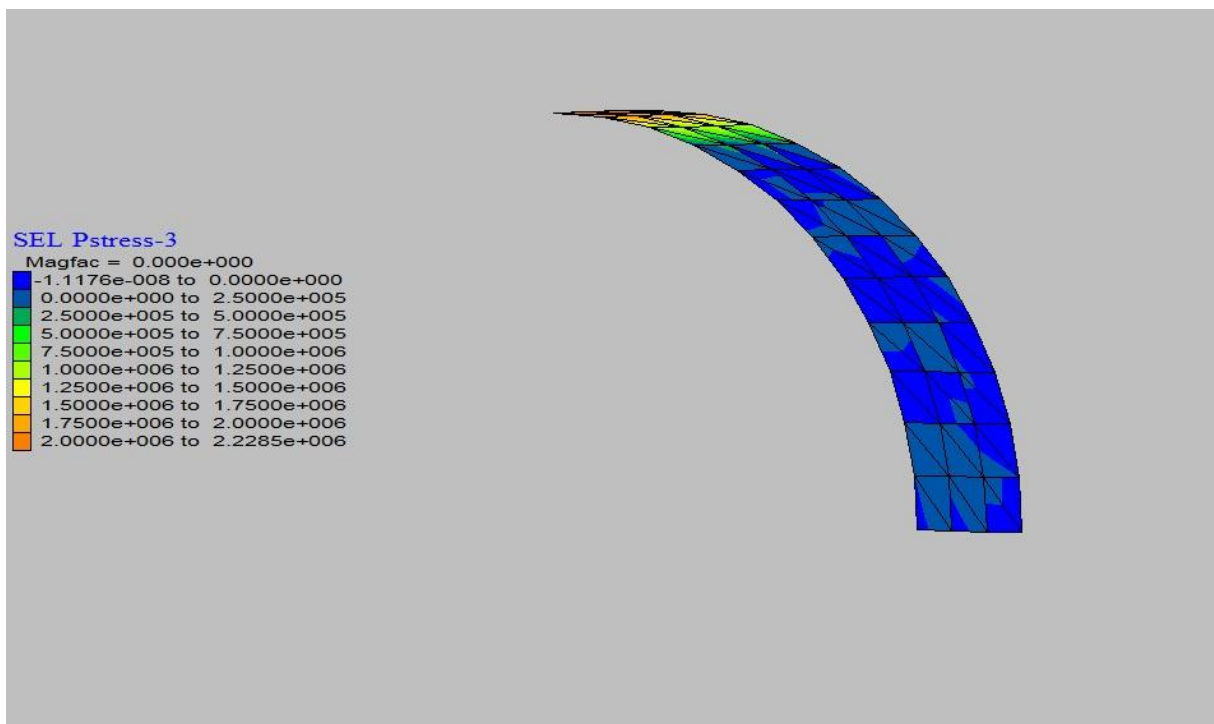


Fig.5.33 – Gama de valores dos deslocamentos ao nível do suporte primário no modelo elastoplástico

Em termos de tensões, as Figuras 5.34 e 5.35 apresentam, respectivamente, as tensões principais mínimas e máximas no betão projectado na secção em análise. Pode ser observado, e de acordo com o que foi referido anteriormente, que a zona com maior compressão é localizada na parede lateral do túnel. Nesta área obtém-se o valor máximo de 47,73 MPa. Este valor ultrapassa o limite da resistência à compressão do betão projectado, pelo que é expectável o esmagamento nessa zona.

Ao nível dos valores à tracção, apresentados na Figura 5.35, verifica-se que o seu valor máximo é alcançado no tecto do suporte e que estão no limiar da resistência à tracção do betão projectado.

Fig.5.34 - Tensões principais mínimas (σ_1) no suporte primário para o modelo elastoplásticoFig.5.35 - Tensões principais máximas (σ_3) no suporte primário para o modelo elastoplástico

5.4.1.4. Resultados do modelo para o suporte primário com ocorrência do rockburst

Para uma completa análise posterior, procurou-se obter resultados para os três anéis de betão projectado, afectados pela ocorrência de rockburst. Relativamente aos casos considerados para a

análise do suporte primário, primeiramente ilustram-se os resultados para o factor multiplicativo unitário, limitando-se para os deslocamentos e tensões principais alcançados.

A Figura 5.36 evidencia os vectores deslocamento onde o seu respectivo valor máximo é sentido na zona onde ocorre rockburst de cerca de 26,18 mm. Tal é ainda comprovado pela Figura 5.37 onde os maiores deslocamentos são sentidos na zona onde o bloco possui maior profundidade induzindo, portanto, a um efeito “barriga” destacado dos restantes três anéis de betão projectado. Destaca-se ainda que os deslocamentos mais baixos surgem no limiar dos deslocamentos máximos com valores de 5,54 mm. À medida que se afasta da zona de rockburst, os valores tornam a aumentar atingindo no máximo 20 mm.

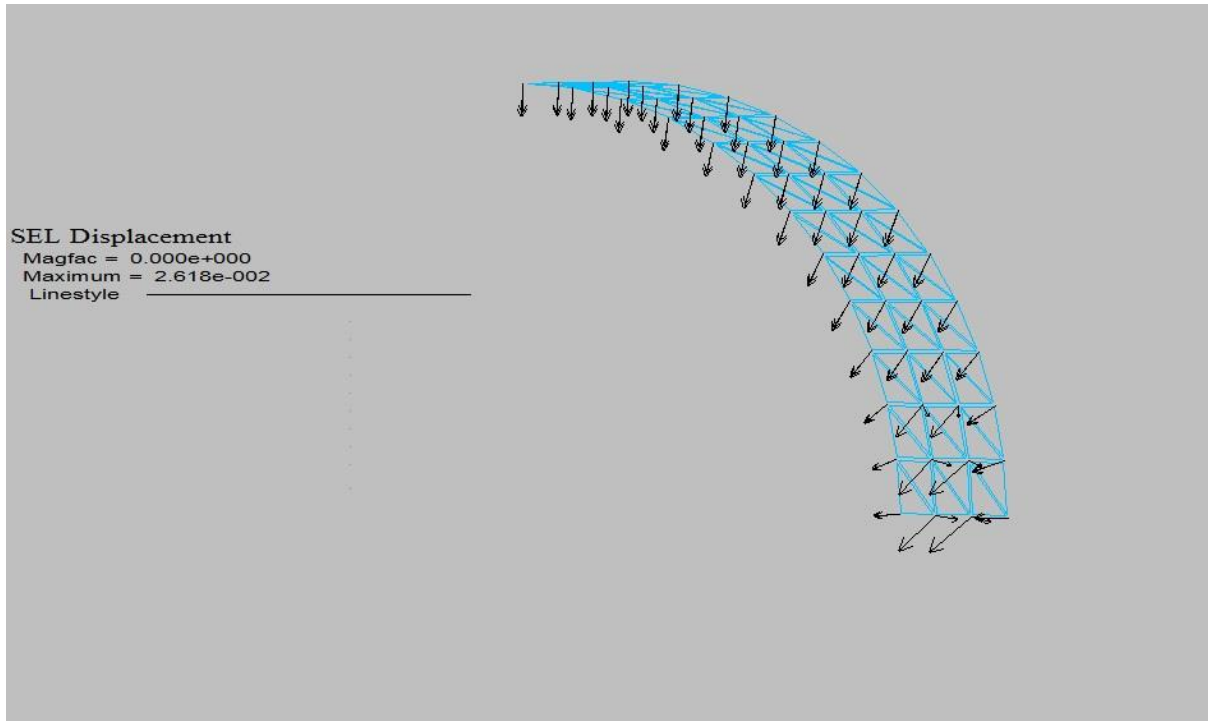


Fig.5.36 - Vectores deslocamento ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,0

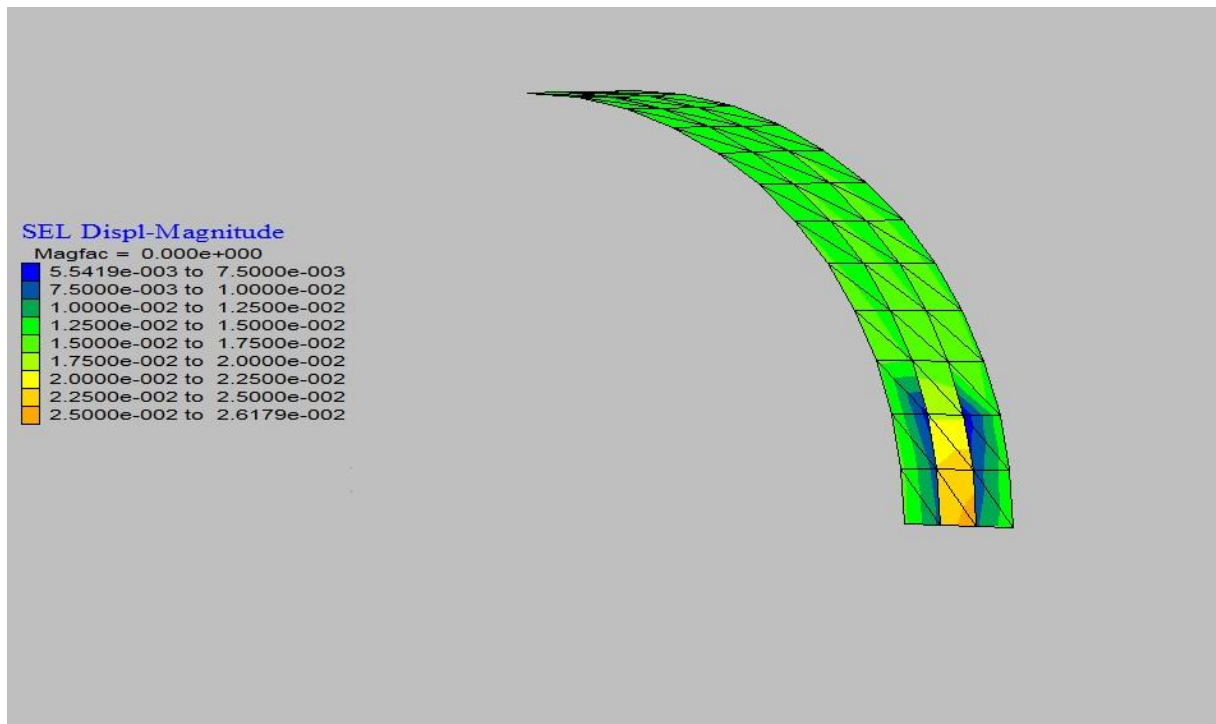


Fig.5.37 – Gama de valores dos deslocamentos ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,0

Em termos de tensões verifica-se que, segundo as Figura 5.38 e 5.39, grande parte do suporte está à compressão. Tais valores são claramente sentidos na região de ocorrência do fenómeno sendo patente que os respectivos valores máximos, de 69,15 MPa surgem na periferia da zona de maiores deslocamentos. Contudo, destaca-se ainda uma certa zona à tracção de valor praticamente nulo no segundo anel de betão projectado, mais precisamente na zona de rockburst.

No que concerne às tensões máximas principais ilustradas na Figura 5.39, denota-se uma certa gama de valores oscilantes na zona em estudo. Ora, é visível que no segundo anel do suporte primário, o valor máximo atingido à tracção é de 7,5 MPa enquanto nos restantes dois anéis é de cerca de 24,27 MPa. Ora, ambos os valores ultrapassam claramente a resistência à tracção do betão projectado o que simboliza o colapso estrutural do suporte primário.

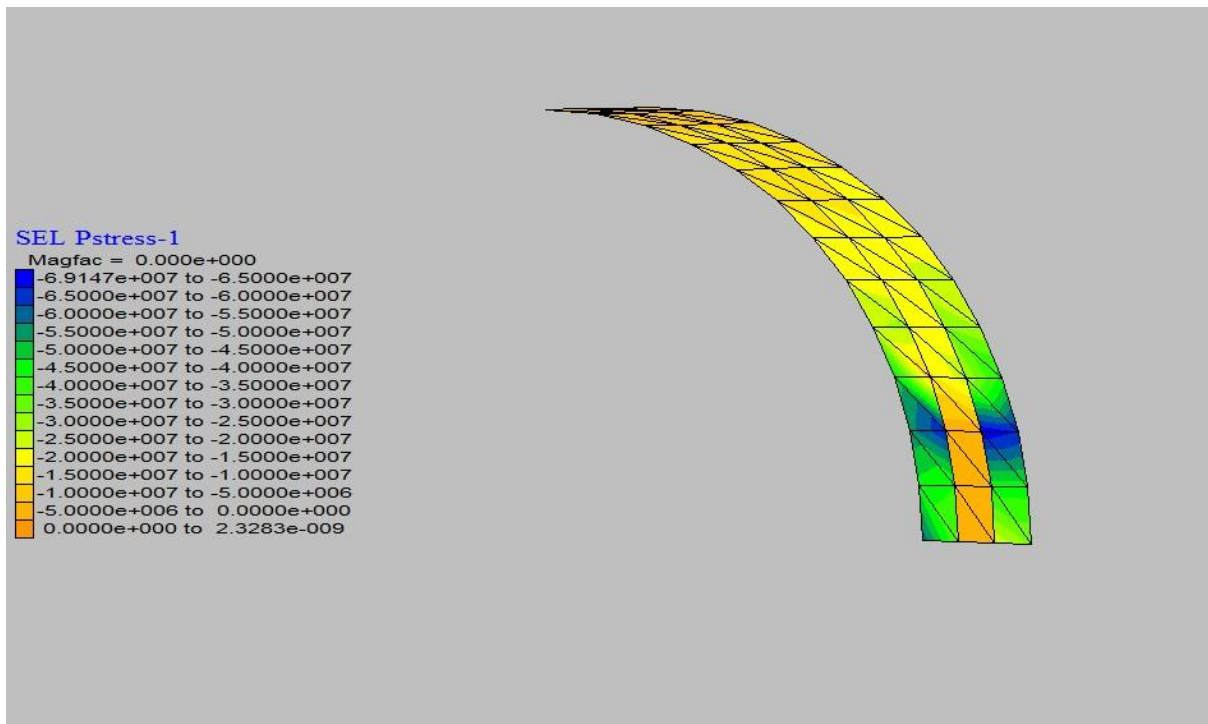


Fig.5.38 - Tensões principais mínimas (σ_1) no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,0

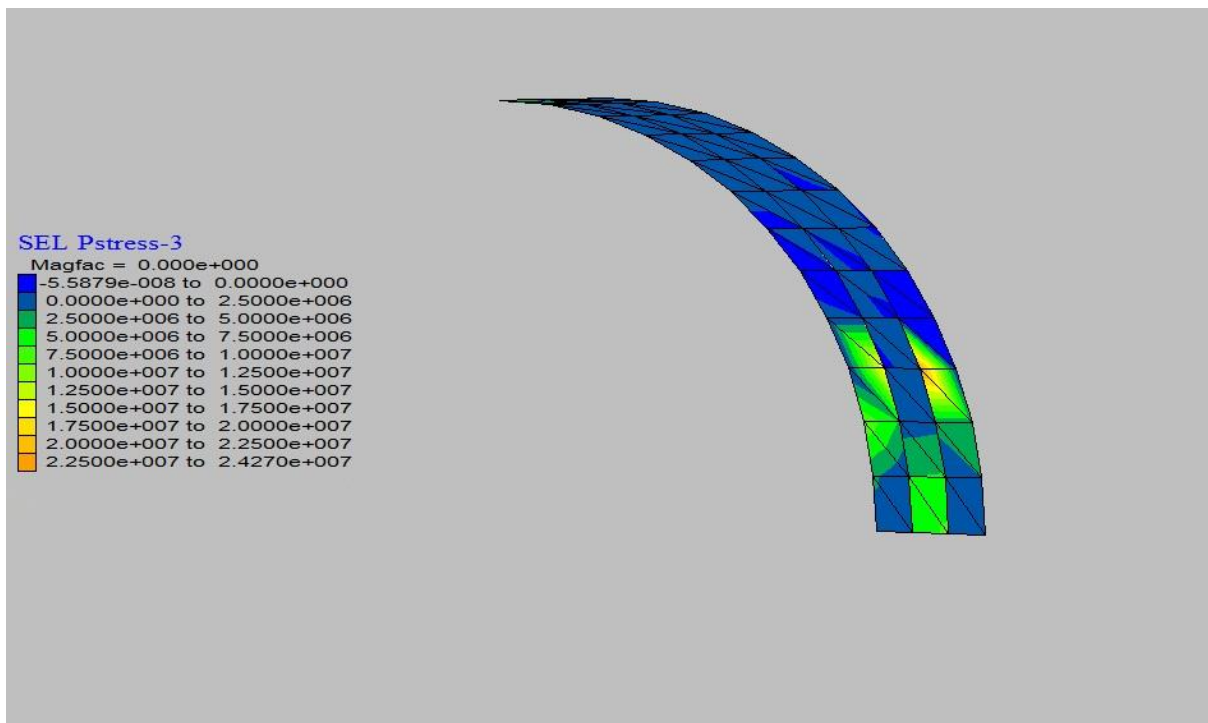


Fig.5.39 - Tensões principais máximas (σ_3) no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,0

Por fim, falta ainda apresentar os resultados relativos à consideração do factor multiplicativo de 1,2 para a completa caracterização do efeito dinâmico de rockburst. Para tal, primeiramente,

consideraram-se os vectores e a magnitude dos deslocamentos. A Figura 5.40 demonstra que o valor máximo alcançado para o deslocamento do suporte é de 28,29 mm. Tal é ainda corroborado pela Figura 5.41, sendo visível que os maiores deslocamentos são sentidos na zona do fenómeno, criando o mesmo efeito de “barriga” da situação anterior considerada. Ora, isto suscita que os valores no seu limite sejam inferiores (zona a azul ilustrada) atingindo, como valor mínimo, 5,54 mm. Ao afastar-se desta zona crítica torna a ser perceptível o aumento dos deslocamentos até 20 mm.

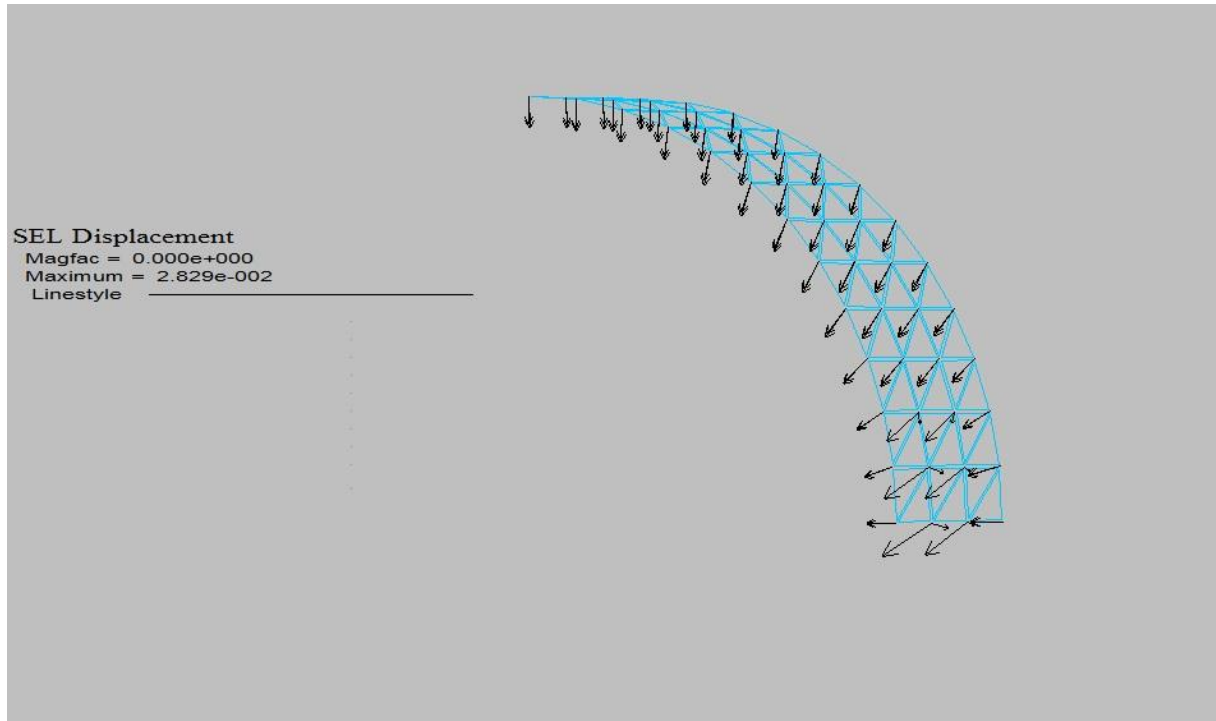


Fig.5.40 - Vetores deslocamento ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2

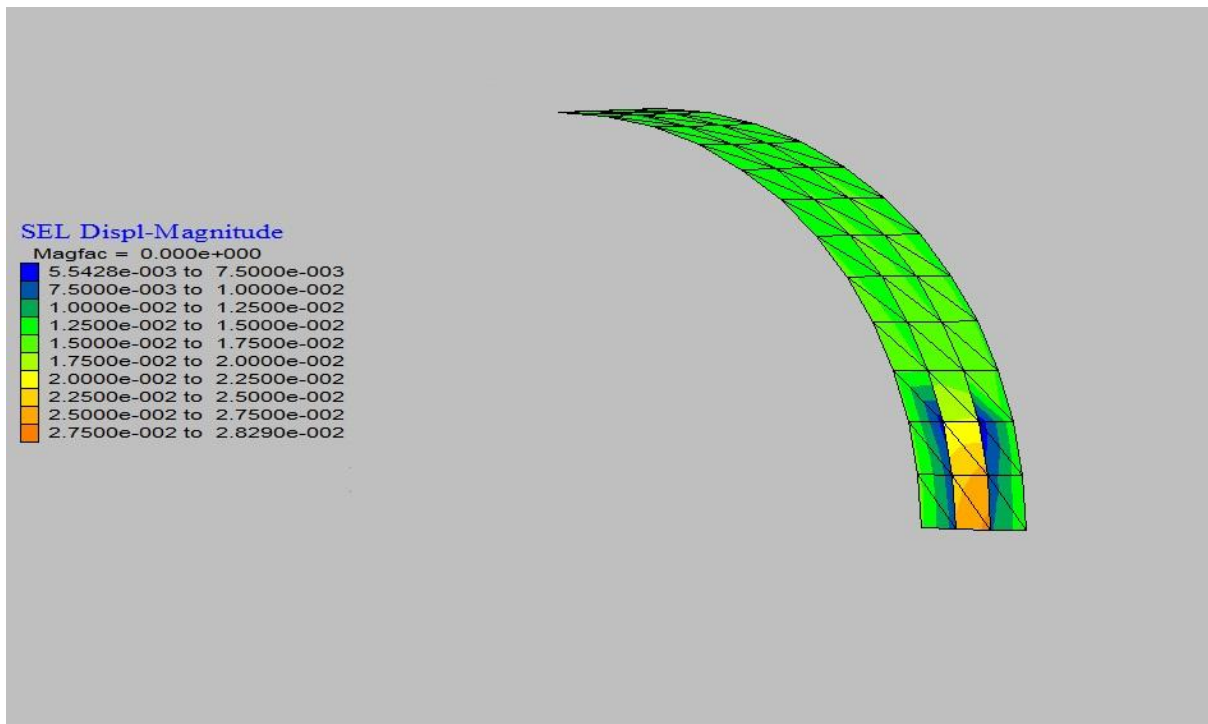


Fig.5.41 – Gama de valores dos deslocamentos ao nível do suporte primário no modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2

Para finalizar os resultados alcançados para esta situação em estudo, torna-se preponderante averiguar o comportamento do suporte perante as tensões principais mínimas e máximas. O suporte está praticamente na sua totalidade à compressão, alcançando o seu valor máximo à compressão de 69,14 MPa no primeiro e no terceiro anel de betão projectado a meio da zona de ocorrência de rockburst. As menores tensões são atingidas no segundo anel na parede lateral onde ocorre o fenómeno, sendo perceptível pela cor alaranjada na Figura 5.42.

No que concerne às tensões principais máximas, denota-se que o máximo valor à tracção é de 24,27 MPa o que ultrapassa largamente a resistência à tracção do suporte primário. A Figura 5.43 refere que o valor é ilustrado pela cor alaranjada no primeiro e segundo anel do suporte primário. Relativamente ao segundo anel, denota-se a presença de tensões com uma certa importância elucidativas pela cor verde atingindo no máximo 12,5 MPa.

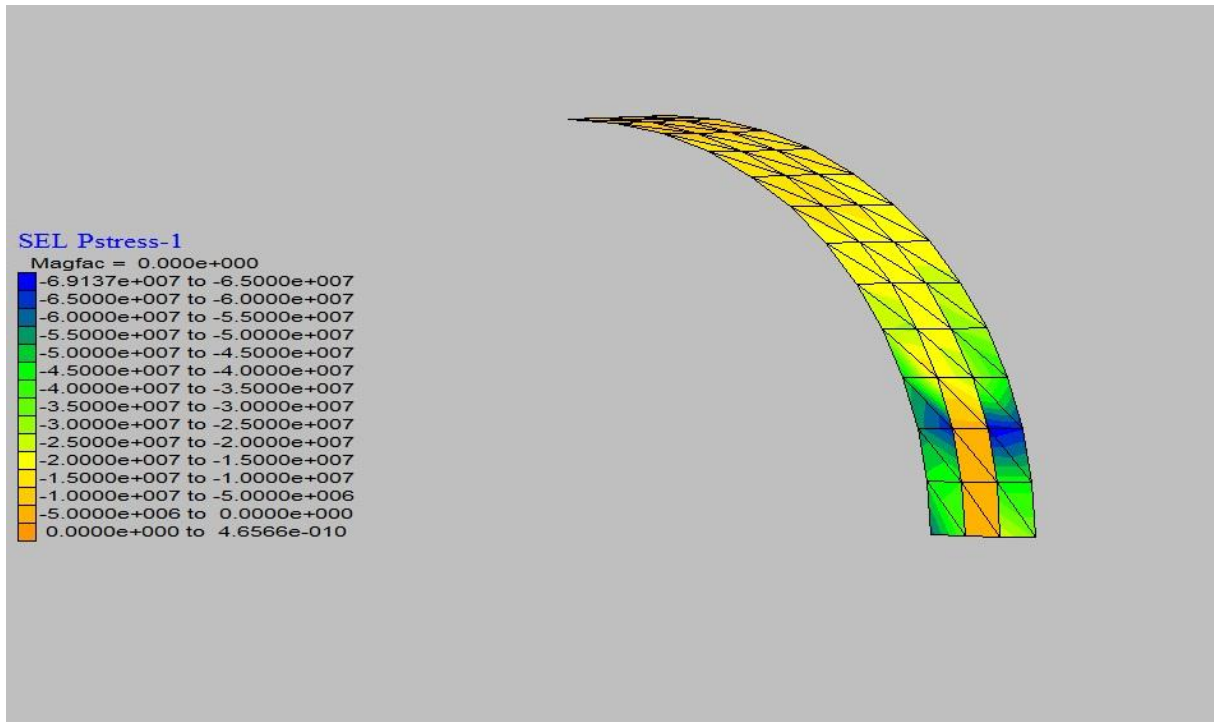


Fig.5.42 - Tensões principais mínimas (σ_1) no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2

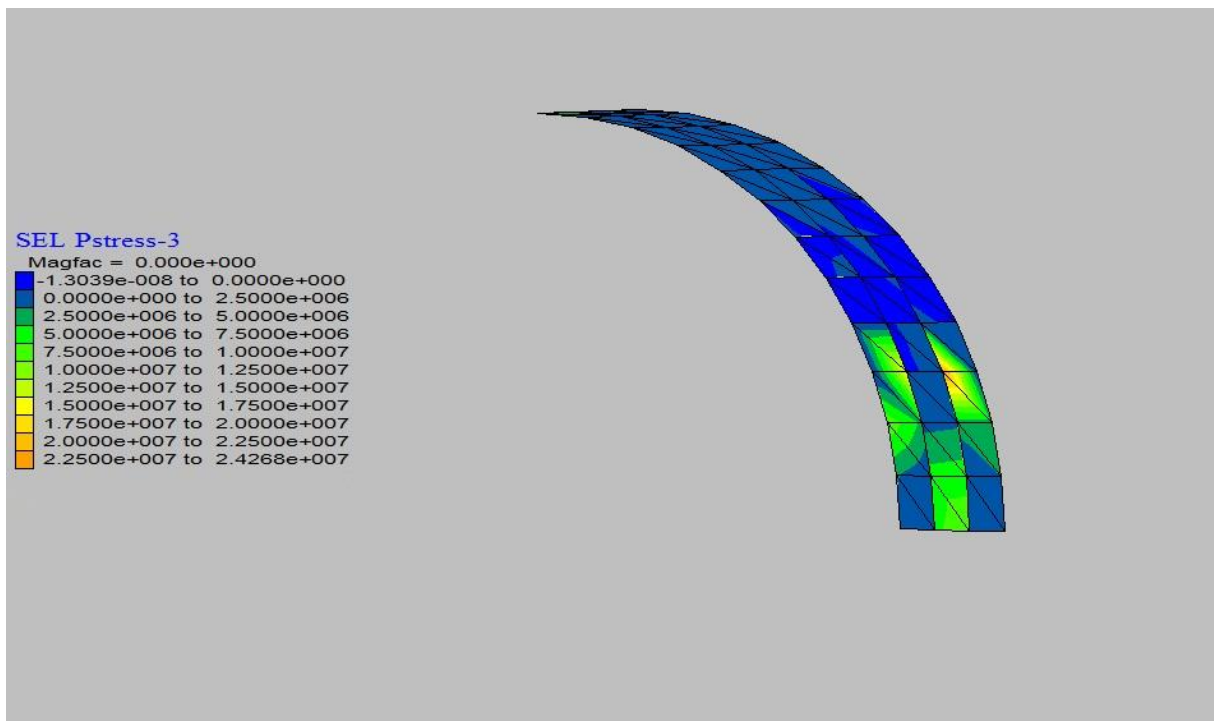


Fig.5.43 - Tensões principais máximas (σ_3) no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2

5.4.2. ANÁLISE E CONCLUSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo, procurou-se realizar a acção dinâmica do rockburst num túnel a 1500 m da superfície em presença de um maciço rochoso com recurso ao software FLAC3D. O método utilizado consistiu numa escavação sequencial, semelhante ao processo de escavação de uma TBM, ao longo de 60 m ocorrendo o fenómeno a 12 m dessa frente. Para a escolha das dimensões do bloco, recorreu-se à base de dados do Capítulo 4, destacando-se o que poderia causar uma maior severidade no suporte primário. A forma do rockburst é irregular tendo dimensões $3 \times 3 \times 3 \text{ m}^3$ cujo respectivo valor do peso foi aplicado no suporte primário multiplicando por 1 e por 1,2.

Os resultados expostos demonstram que, para os dois casos em estudo, o suporte é claramente afectado pela ocorrência de rockburst. Essa tendência é clara quando comparamos os resultados obtidos pelo modelo elastoplástico com os adquiridos para os dois casos do modelo de rockburst. Ora, no que respeita aos deslocamentos o modelo elastoplástico apresenta o seu valor máximo de 15,81 mm que não é sentido na zona de risco estudada, enquanto para os dois modelos de rockburst, verifica-se uma clara concentração de deslocamentos no local de rockburst em que, para o primeiro modelo, o valor máximo alcançado é de 24,18mm e, para o segundo modelo, é de 28,29mm. Em suma, denota-se que tais valores de deslocamentos sofridos no suporte primário provocam o colapso estrutural do mesmo.

É importante ainda referir que dois vectores deslocamento para os dois modelos considerados com a ocorrência do rockburst, encontram-se na direcção contrária à abertura subterrânea o que de facto não seria expectável, pois todos os vectores deveriam ser à compressão. Contudo, o software utilizado (FLAC3D) não possui a capacidade de garantir a acção dinâmica pretendida sem ser com recurso à aplicação de forças pontuais no suporte sendo, portanto, um ponto de partida para resultados futuros mais pormenorizados.

No que respeita às tensões sofridas no suporte, procurou-se efectuar uma análise segundo as tensões principais mínimas e máximas. Relativamente às primeiras, para o modelo elastoplástico, denota-se que a zona com maior compressão é vivida na parede lateral do túnel, atingido o valor máximo de 47,73 MPa. Tal valor está praticamente dentro dos valores possíveis de resistência do betão projectado, o que simboliza que não danificaria de forma drástica a estrutura. Contudo, os resultados para os dois modelos considerados de rockburst demonstram que o valor de compressão máximo da tensão principal mínima alcançado é de 69,15 MPa encontrando-se na zona de risco de rockburst. Ora, este valor ultrapassa a resistência à compressão do betão projectado levando, portanto, ao colapso estrutural da mesma. A tensão principal máxima no modelo elastoplástico ronda os 2 MPa, estando, assim, dentro do intervalo de valores de resistência à tracção do betão projectado. Contudo, relativamente aos dois modelos de rockburst considerados, denota-se um brusco aumento de tensões alcançado o valor de 24,27MPa, o que simboliza o colapso da estrutura. Em suma, denota-se que em presença de rockburst, o suporte não possui a capacidade de resistência perante tal acção dinâmica.

Naturalmente que este estudo é ainda preliminar, passivo de ser desenvolvido no futuro, nomeadamente de forma a considerar um maior refinamento da malha de cálculo em redor da ocorrência de rockburst e uma variação dos parâmetros geomecânicos e estruturais de forma a contemplar as várias situações possíveis. Deste modo será possível tirar conclusões de interesse no que concerne ao dimensionamento dos suportes provisórios.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E PROJECTOS FUTUROS

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objectivo primordial desta dissertação envolveu o estudo dos acidentes provocados pelo rockburst bem como medidas a aplicar durante o processo construtivo. Para atingir esse objectivo procedeu-se à implementação de metodologias de análise dos acidentes que ocorrem devido ao fenómeno, com ulterior recolha de informação para a criação de uma base de dados com recurso ao software Access. Posteriormente, aplicaram-se técnicas de Inteligência Artificial à informação recolhida, possibilitando a obtenção de padrões de comportamento do maciço rochoso. Por fim, desenvolveu-se um modelo 3D para uma análise numérica, recorrendo ao software FLAC3D, para a previsão de suportes mais adequados ao modelo em estudo.

As principais conclusões do estudo efectuado são as seguintes:

- Na construção de túneis profundos, podem ocorrer fenómenos que provocam alterações no comportamento dos maciços rochosos, como é o caso de *squeezing*, *swelling*, *spalling* e *rockburst*, podendo levar à rotura dos suportes e, por consequência, pôr em causa a eficiência do processo construtivo e provocar eventuais fatalidades durante a construção;
- A ocorrência do rockburst pode atingir proporções tais que faz com que se destaquem volumes de rocha com elevada energia. Estes fenómenos foram relatados em obras subterrâneas profundas, como em explorações mineiras e em empreendimentos hidroeléctricos subterrâneos, com destaque para o empreendimento hidroeléctrico de Jinping II na China, que obriga ao desenvolvimento de sistemas de suporte adequados de forma a minimizar as suas consequências em termos de custos envolvidos no atraso das obras e acidentes com as pessoas implicadas na sua construção. Nesse sentido, foi feita uma síntese dos conhecimentos existentes sobre este evento, nomeadamente no que diz respeito aos vários tipos de rockburst e sua classificação, aos danos causados e os critérios utilizados para estabelecimentos dos suportes e do reforço do próprio maciço rochoso;
- Foi construída uma base de dados sobre acidentes devido à ocorrência do rockburst, composta por 62 casos que envolveram aproveitamentos hidroeléctricos e hidráulicos e explorações mineiras. A análise dos dados permitiu concluir que uma percentagem considerável dos acidentes ocorre devido a um excesso de carga e para profundidades em regra superiores a 1000 m de profundidade. Em situações similares, a ocorrência do rockburst é mais frequente no caso de túneis escavados com base em TBMs, quando

comparadas com escavações efectuadas pelo designado método NATM ou por escavações com explosivos;

- A aplicação de variadas técnicas de Inteligência Artificial, em particular de Data Mining, à base dados, permitiu identificar a importância dos vários parâmetros envolvidos na geração do fenómeno do rockburst. Destaque especial foi dado ao desenvolvimento de diagramas de influência e ao uso de Redes Bayesianas, que permitem substituir, com vantagem, outras técnicas de forma a melhor tratar as incertezas envolvidas no fenómeno de rockburst;
- Foi feita uma análise do fenómeno recorrendo a modelos numéricos tridimensionais de forma a avaliar os danos causados nos suportes primários. Constituiu, ainda, uma análise preliminar e aproximada do efeito dinâmico do rockburst, mas que permitiu estabelecer uma metodologia de avaliação dos efeitos induzidos nos suportes.

6.2. PROJECTOS FUTUROS

A conclusão de um projecto desta magnitude acarreta sempre motivação para projectos futuros. A conceptualização dos mesmos surge de dúvidas, desafios e preocupações criados ao longo do desenvolvimento deste projecto. Sendo a segurança o aspecto fundamental durante o processo construtivo, o desenvolvimento de novos projectos que diminuam o Risco e que controlem o aparecimento de Rockburst. No seguimento da abordagem desenvolvida na realização deste trabalho de investigação, seria de todo interessante realizar e desenvolver os seguintes aspectos:

- Ampliar a base de dados sobre acidentes com rockburst em obras subterrâneas profundas a outros casos de obras e em outras regiões do globo, como é o caso de acidentes que ocorreram no túnel ferroviário de Saint Gothard na Suíça e no túnel rodoviário de Laerdal na Noruega e incluir mais casos ocorridos em explorações profundas, como os de minas de carvão profundas;
- Com base de dados complementada com informação adicional de forma a torná-la mais representativa, pretende-se desenvolver investigações que compreendam o desenvolvimento de Redes Bayesianas para Análise de Risco associado à ocorrência de rockbursts;
- Continuação do estudo iniciado no Capítulo 5 referente a aplicações de modelos numéricos 3D para análise do efeito dinâmico nos suportes provisórios em túneis profundos;
- Estabelecimento de estudos experimentais e de monitorização de novos sistemas de suporte mórmente de pregagens extensíveis que permitam suportar grandes deformações.

BIBLIOGRAFIA

- Afrouz, A.A., (1992). *Practical handbook of Rock Mass Classification Systems and Modes of Ground Failure*. CRC Press, Boca Raton.
- Barton, N. (1991). *Geotechnical Design*. World Tunneling, 410-416.
- Barton, N., (1998). *NMT support concepts for tunnels in weak rocks*. Tunnels and Metropolis (Negro, A.Jr., Feirreira, A.A., eds.), São Paulo, 273-279, Balkema, Rotterdam.
- Barton, N. (1999). *TBM performance estimation in rock using QTBM*. Tunnels & Tunnelling International, 30-34.
- Barton, N. (2000). *TBM Tunneling in Jointed and Faulted Rock*. Balkema, Rotterdam.
- Barton, N. (2002). *Deformation moduli and rock mass characterization- Discussion*. Tunnelling and Underground Space Technology.
- Beijing Vibroflotation Engineering Co., LTD. (2009). *Jinping II Hipropower station*.
- Bieniawski, Z.T. (1973). Classification of Jointed Rock Mass. In *Transactions, South African Institution of Civil Engineers*, 335-334.
- Bieniawski, Z.T. (1974). *Geomechanics Classification of rock masses and its application in tunneling*. Third International Congress Rock Mechanics, 27-32, Int. Society for Rock Mechanics Denver, Denver.
- Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering rock mass classification*. John Wiley & Sons Inc., New York.
- Brady, B.H.G., Brown, E.T. (2004). Energy, mine stability, mine seismicity and rockburst. In *Rock Mechanics for underground mining*, páginas, 271-311, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.
- Brady, B.H.G., Brown, E.T. (2004). *Rock Mechanics for underground mining*. Klumer Academic Publishers, Dordrecht.
- Bulkley, J., Gayle, S., Hicks, B., Stephens, R. (1999). Adding the where to the who. In *24th SUGI – SAS Users Group International conference*, 3p., Miami.
- Carlos, K.G., Martins, F.F. (2010). *Avaliação do potencial de liquefação de solos através de técnicas de Data Mining*. XII Congresso Nacional de Geotecnia, 15 de Fevereiro, Guimarães.
- Chapman, P., Clinton, J., Kerber, R., Khabaza, T., Reinartz, T., Shearer, C., Wirth, R. (2000). CRISP-DM 1.0. In *Step-by-Step data mining guide*, 73p, SPSS Inc.
- Cording, E.J., Deere, D.U. (1972). *Rock Tunnel Support and Field Measurements*. Rapid Excavation and Tunneling Conference, 601-622, AIME, New York.
- Cortez, P. (2010). RMiner: Data Mining with Neural Networks and Support Vector Machines using R, In *Introduction to Advanced Scientific Softwares and Toolboxes*, International Association for Engineering, In press.
- Cunha, A. (1981), *Aplicação de Modelos Matemáticos ao estudo de túneis em maciços rochoso*. Tese de Especialista, Laboratório Nacional Engenharia Civil, Lisboa.
- Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D., Cording, E.J. (1967). *Design of Surface and Near Surface Constructions in Rock*. Failure and Breakage of Rock (Fairhurst, C. ed.), 237-302, Society of Mining Engineers, New York.
- Feber, M.H. (2005). *Risk and Safety in Civil, Surveying and Environmental Engineering*. Lecture Notes, 349p., Swiss Federal Institute of Technology, Zurich.

- Goricki, A. (2007). *Classification of Rock Mass Behaviour Based on a Hierarchical Rock Mass Characterization for the Design of Underground*. Dissertação de Doutorado, Technische Universitat.
- Grimstad, E., Barton, N. (1993). *Updating the Q-System for NTM. Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete – Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support* (Kompen, Opsahl, Berg eds.), Fagernes, Osls.
- He, M. (2009). *The mechanism of rockburst and its countermeasure of Support*. The International Consultation Report for the Key Technology of Safe and Rapid Construction for Jinping II Hydropower Station High Overburden and Long Tunnels, 2/03/2009, 23-28, Chinese Society for Rock Mechanics and Engineering, Jinping.
- Hoek, E., Brown, E.T. (1982). *Underground Excavation in Rock*. Spon Spress, Oxfordshire
- Hoek, E., Kaiser, P., Bawden, W. (2000). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. A.A. Balkema, Rotterdam
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*.
<http://www.itascacg.com/home.php>. 15-03-2010.
<http://www.sas.com/technologies/analytics/datamining/miner/>. 20-06-2010.
- Hudson, J. (2009). *Predicting Rockburst occurrence and development of Rockburst vulnerability index (RVI)*. The International Consultation Report for the Key Technology of Safe and Rapid Construction for Jinping II Hydropower Station High Overburden and Long Tunnels, 2/03/2009, 29-35, Chinese Society for Rock Mechanics and Engineering, Jinping.
- Kaiser, P.K., Tannant, D.D. (1999). Lessons learned for deep tunneling from rockburst experiences. *In Mining Symp. "Vorerkundung und Prognose der Basistunnels am Gotthard und am Lotschberg*, 325-337, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Kaiser, P.K., Diederichs, M.S., Martin, C.D., Sharp, J., Steiner, W. (2000). Underground Works in Hard Rock Tunneling and Mining. *In Geo Eng Proceedings of the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering Meebourne*, 841-926, Technomic Publishing Company, Lancaste.
- Kaiser, P.K. (2009). *Failure mechanisms and rock Support aspects*. The International Consultation Report for the Key Technologu of Safe and Rapid Construction for Jinping II Hydropower Station High Overburden and Long Tunnels, 31 Março, Jinping II, 62-71, Chinese Society for Rock Mechanics and Engineering.
- Lima, C., & Menezes, J. E. (2008). *Texto de Apoio de Geologia de Engenharia*, Porto.
- Marinos, V., Marinos, P., Hoek, E. (2005). *The geological strength index: applications and limitations*. Bull. Eng. Geol. Env., 55-65.
- Martins, F.F., Marques, R.F.P. (2010). *Previsão de assentamentos de fundações superficiais através de técnicas de Data Mining*. XII Congresso Nacional de Geotecnia, 15 de Fevereiro, Guimarães.
- Merriit, A.H. (1972). *Geological Prediction for Underground Excavations Rapid Excavation and Tunneling Conference*. 115-132, AIME, New York.
- Miranda, T.F.S. (2003). *Contribuição para a Obtenção de Parâmetros Geomecânicos para a modelação de Obras Subterrâneas em Maciços Graníticos*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho.

- Miranda, T.F.S. (2007). *Geomechanical parameters evaluation in underground structures: artificial intelligence Bayesian probabilities and inverse methods*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Minho.
- Ortlepp, W.D., Stacey, T.R. (1994). Rockburst Mechanisms in Tunnels and Shafts. In *Tunneling and Underground Space Technology*, 59-65.
- Palmstrom, A., (2000). *Recent developments in rock support estimates by the RMi*. *Jornal of Rock Mechanics and Tunneling Technology*, 1-19.
- Q., Jiang., X.T., Feng, T.B. Xiang & X.B. Wan (2009). *Geo Stress Study of Jinping II Hydropower Station Region Considering Historical Tectonic Process*. ISRM Symposium SINOROCK on Rock Characterization Modelling and Engineering Design, Honk Kong, 436-440.
- R Development Core Team (2010). *R: A language and environment for statistical computing*. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. <http://www.R-project.org>, ISBN 3-900051-00-3.
- Rocha, M. (1976). *Estruturas Subterrâneas*. Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Sinha, R.S., (1988). *Discussion on Rock Structure Rating Model*. *Rock Classification Systems for Engineering*, 1988, 50-51, Kirkaldie L., Philadelphia.
- Skinner, E.H. (1988). *A Ground Support prediction Concept: The Rock Structure Rating (RSR) model*. *Rock Classification Systems for Engineering Purposes*, 35-51, ASTM, Philadelphia.
- Sousa, L. R. (1987). *O Projecto Estrutural em Obras Subterrâneas*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Sousa, L.R. (2002). *Aspectos inovadores no Projecto e Construção de Estruturas Subterrâneas*. VII Congresso Nacional de Geotecnia. 62p., Porto.
- Sousa, L.R. (2009). *Continuing site investigation and risk assessment*. The International Consultation Report for the Key Technology of Safe and Rapid Construction for Jinping II Hydropower Station High Overburden and Long Tunnels 31/03/2009, 5-11, Chinese Society for Rock Mechanics and Engineering, Jinping II.
- Sousa, R. (2010). *Risk Analysis for Tunneling Projects*. Dissertação de Doutoramento, Massachusetts Institute of Technology.
- Wahlstrom, E. E. (1973). *Tunneling in Rock*. Elsevier Scientific Publishing Company, Amesterdão.
- Wickham, G.E., Tiedeman, H.R., Skinner, E.H. (1974). *Ground Support prediction model – RSR Concept*. 1st Rapid Excavation and Tunneling Conference, 691-707, AIME, New York

A.1

Resultados obtidos para o modelo tridimensional com recurso ao software FLAC3D

A.1. RESULTADOS DO MODELO DE ROCKBURST RECORRENDO AO FACTOR MULTIPLICATIVO DE 1

A.1.1. DESLOCAMENTOS NO SUPORTE PRIMÁRIO

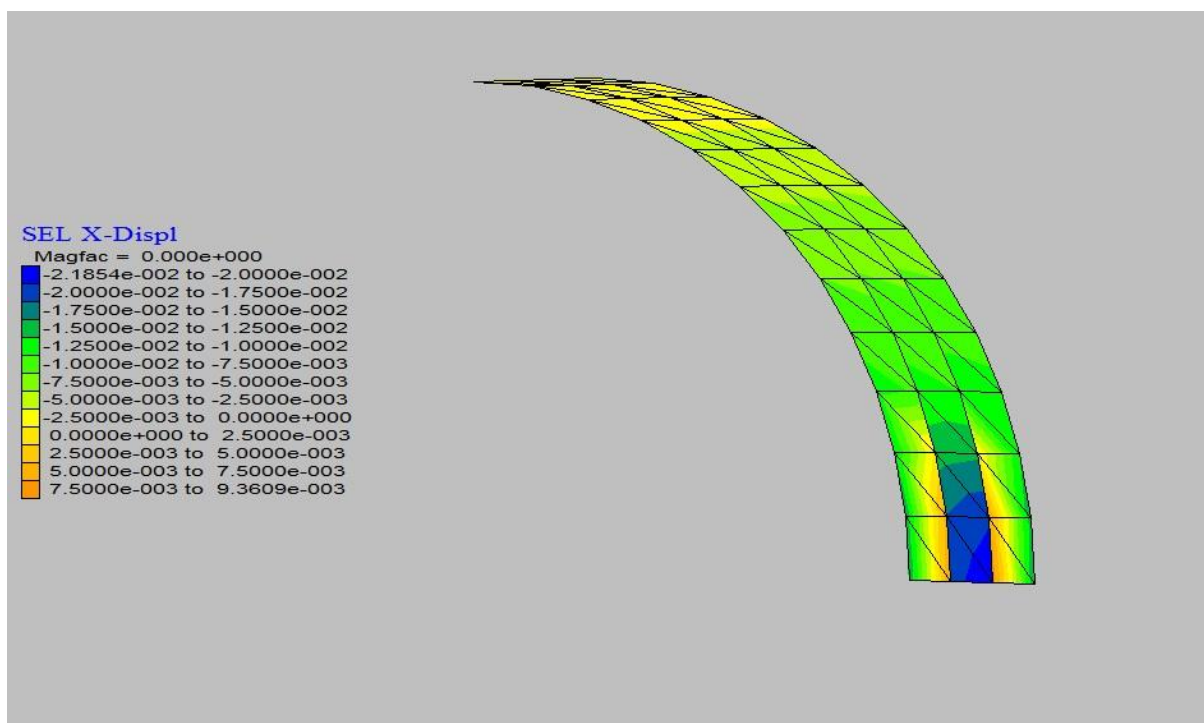


Fig.A.1 – Gama de valores dos deslocamentos na direcção x ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1

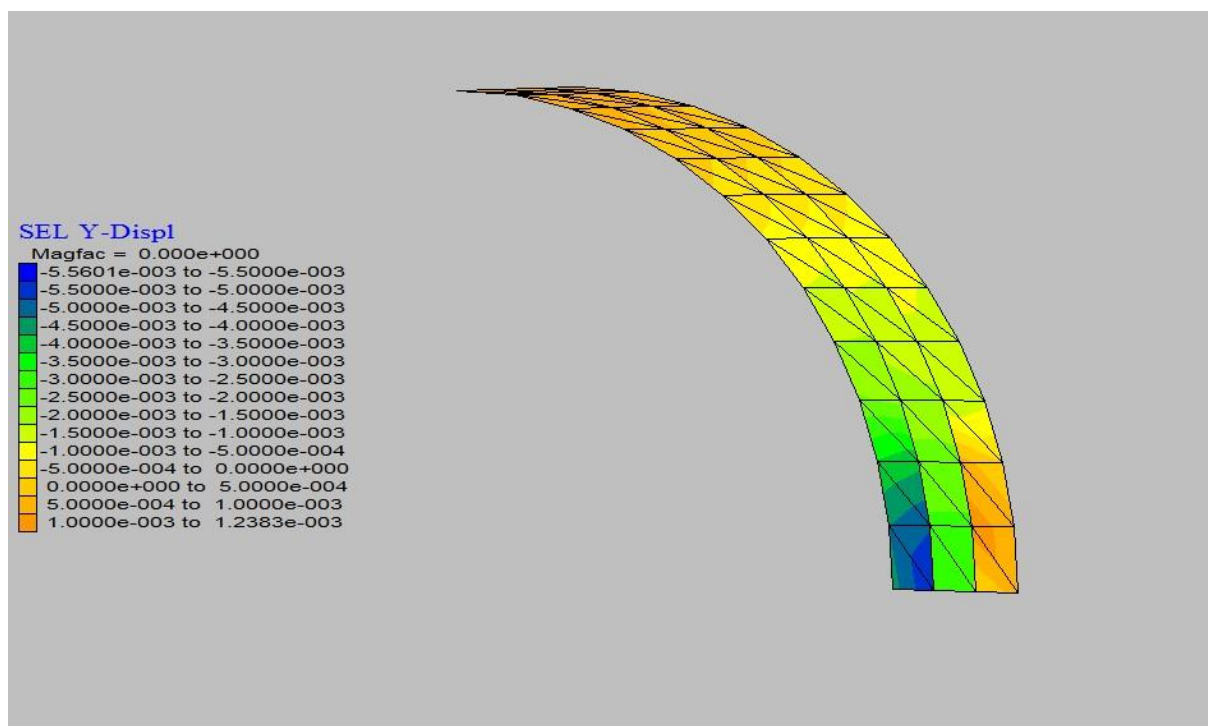


Fig.A.2 – Gama de valores dos deslocamentos na direcção y ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1

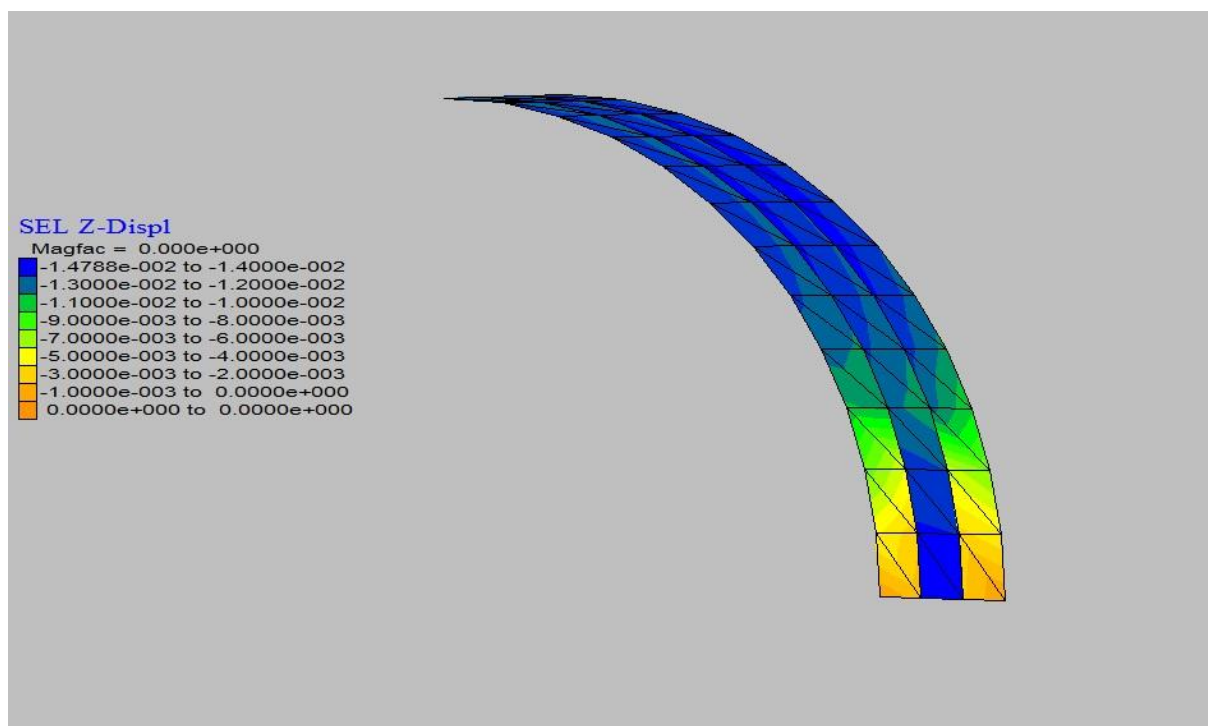


Fig.A.3 – Gama de valores dos deslocamentos na direcção z ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1

A.1.2. TENSÕES NO SUPORTE PRIMÁRIO

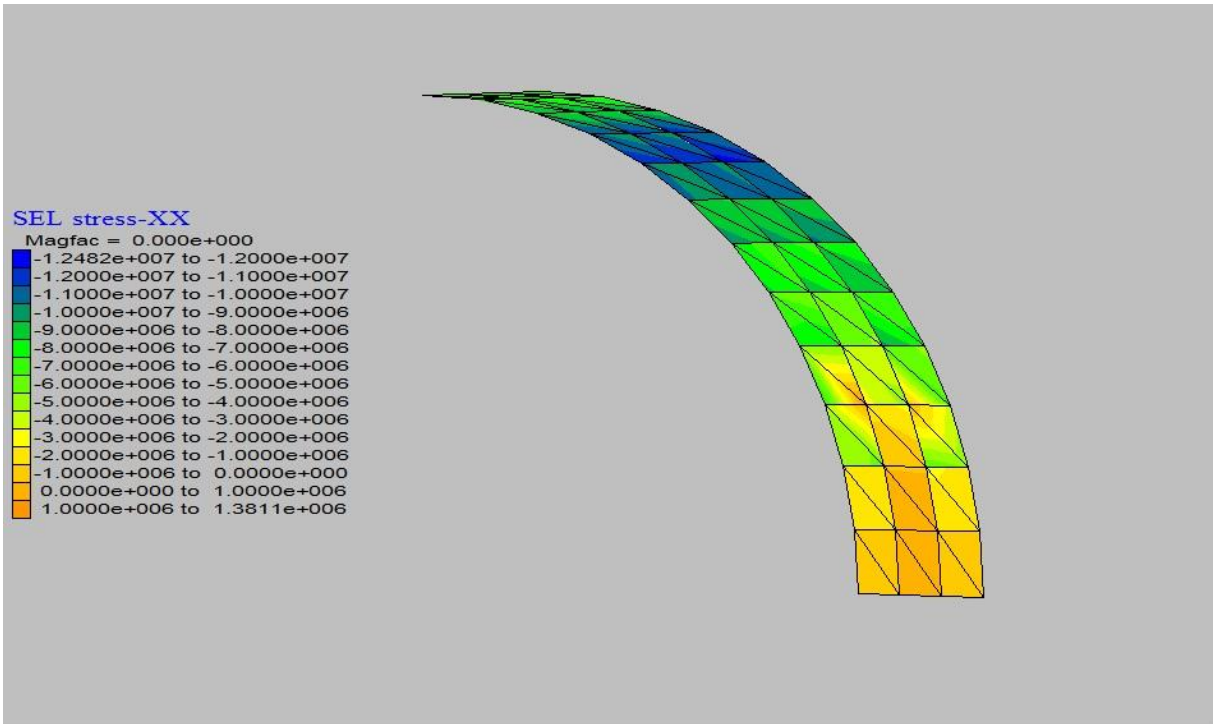


Fig.A.4 - Tensões segundo a direcção x no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1

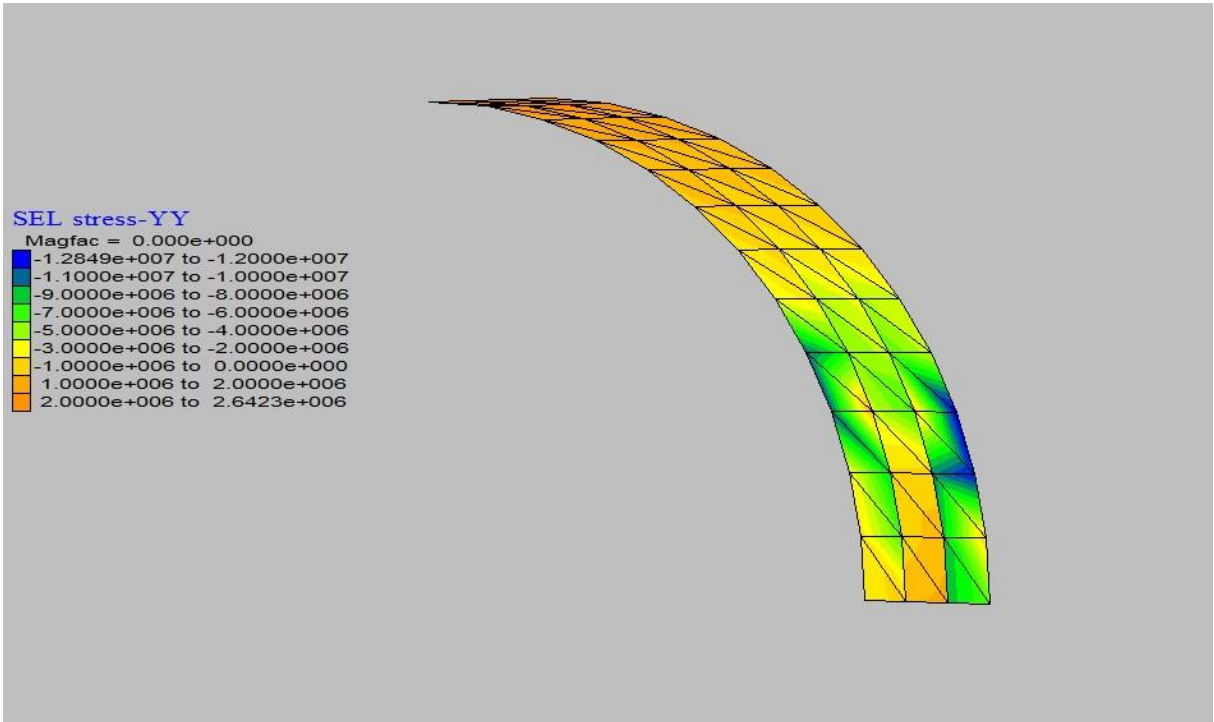


Fig.A.5 - Tensões segundo a direcção y no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1

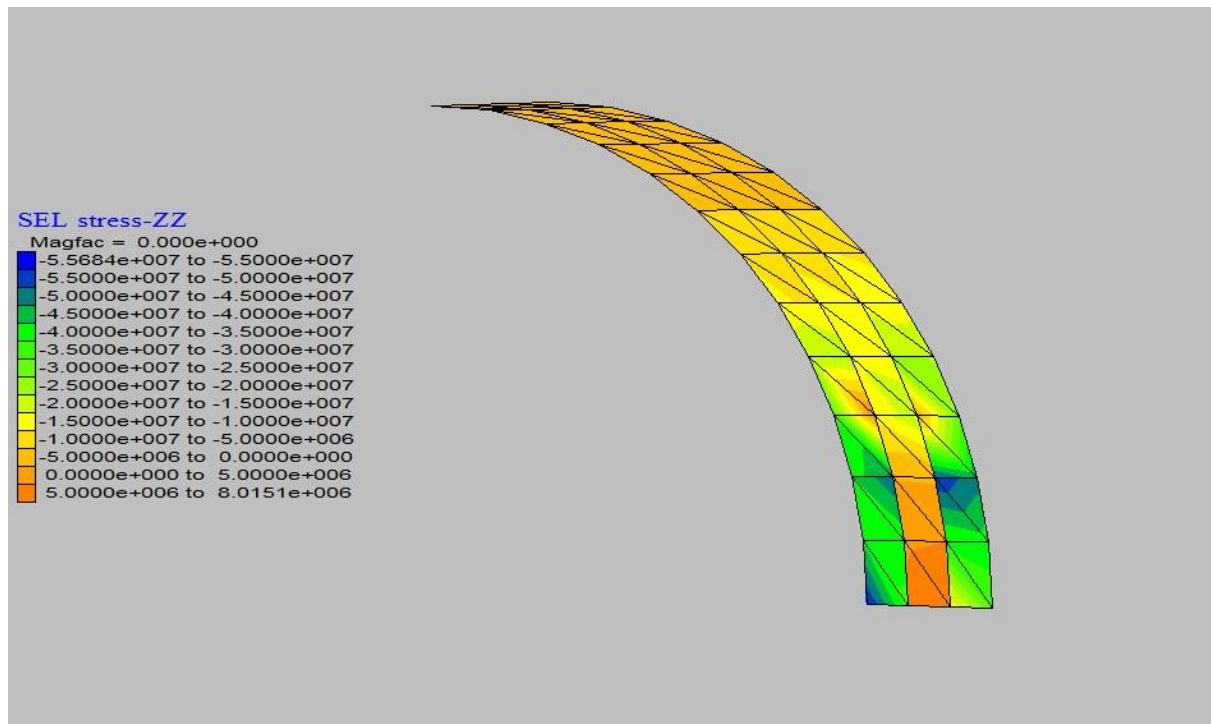


Fig.A.6 - Tensões segundo a direcção z no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1

A.2. RESULTADOS DO MODELO DE ROCKBURST RECORRENDO AO FACTOR MULTIPLICATIVO DE 1,2

A.2.1. DESLOCAMENTOS NO SUPORTE PRIMÁRIO

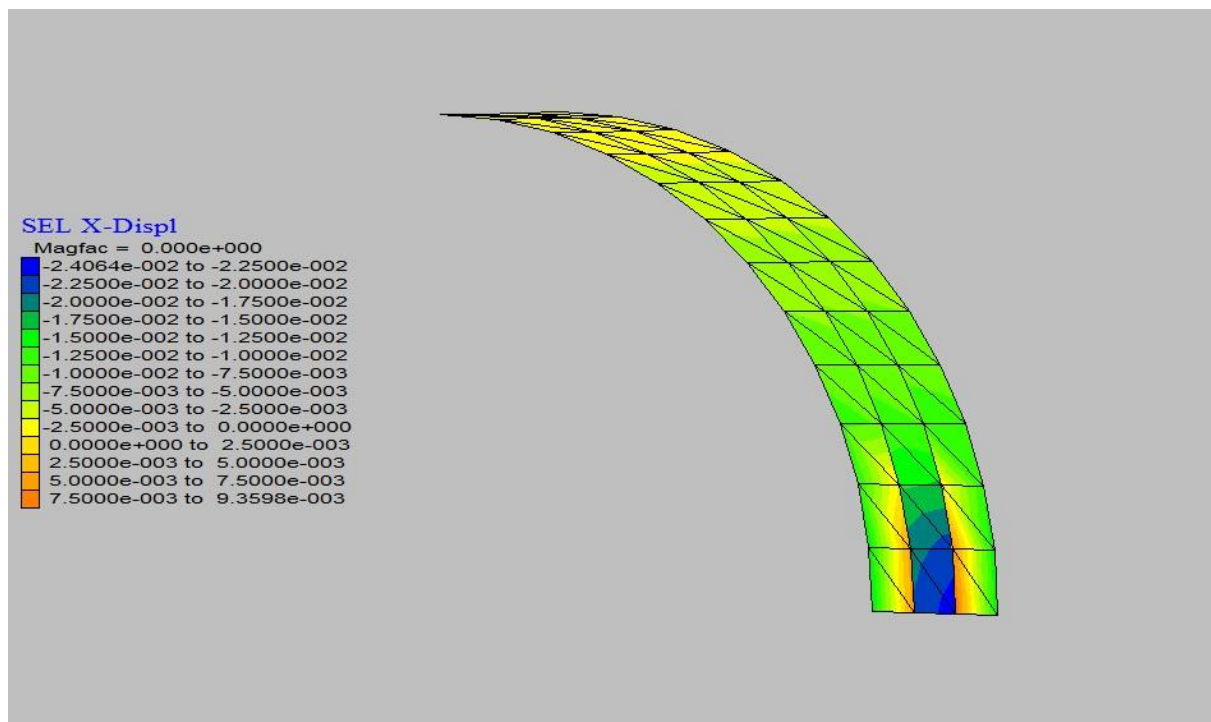


Fig.A.7 – Gama de valores dos deslocamentos na direcção x ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2

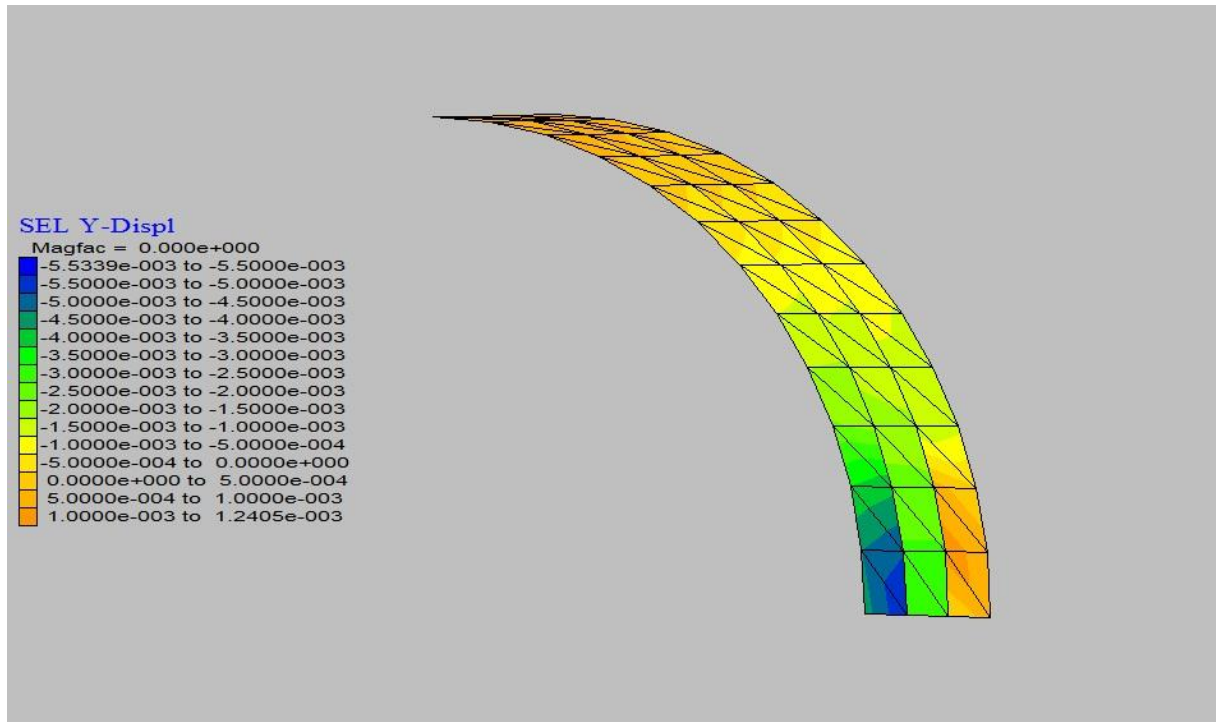


Fig.A.8 – Gama de valores dos deslocamentos na direcção y ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2

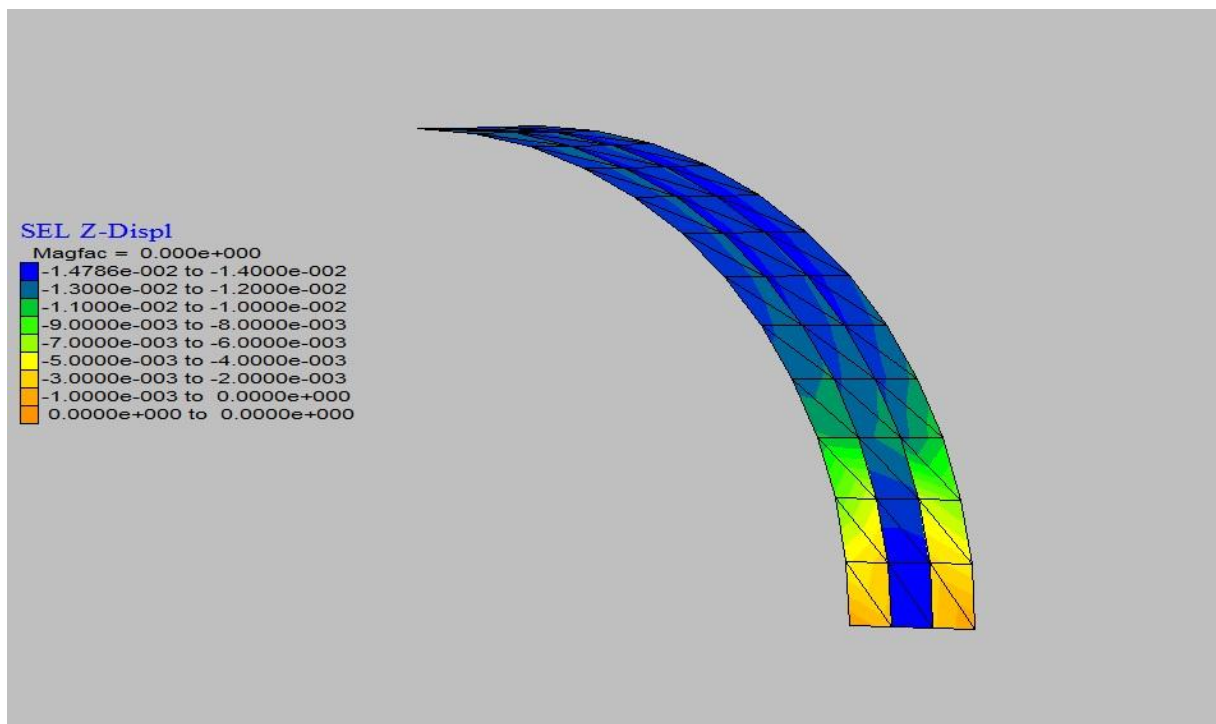


Fig.A.9 – Gama de valores dos deslocamentos na direcção z ao nível do suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2

A.2.2. TENSÕES NO SUPORTE PRIMÁRIO

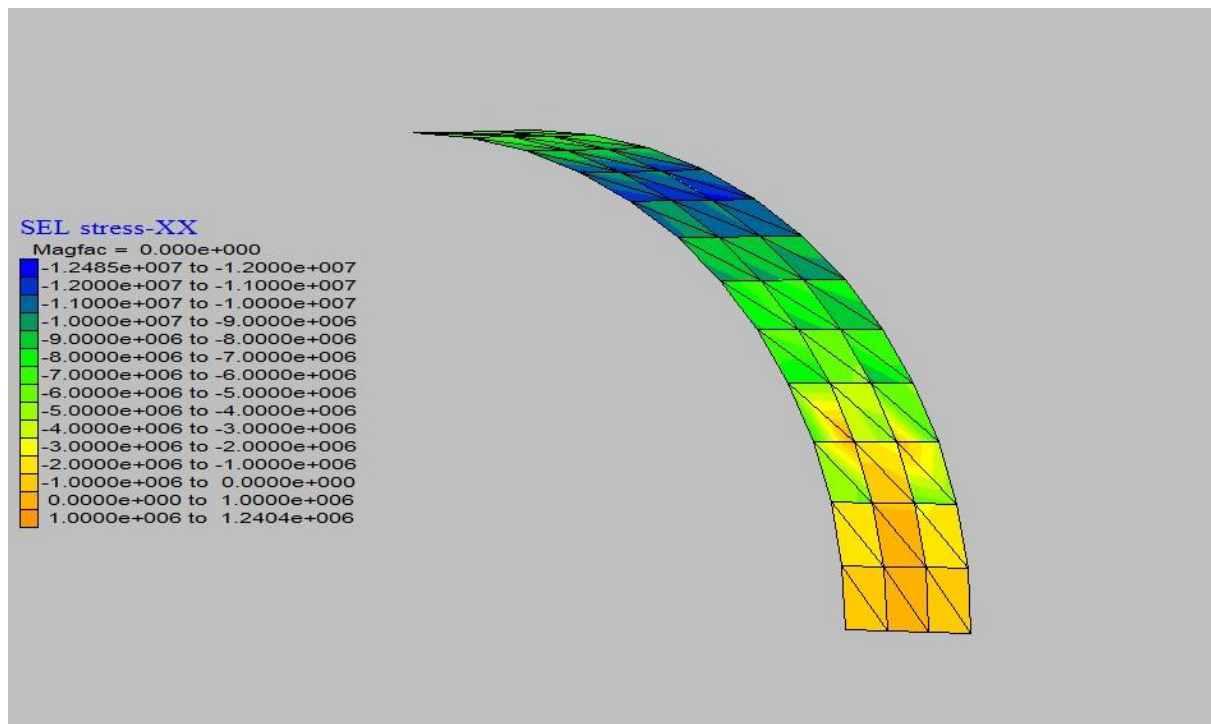


Fig.A.10 - Tensões segundo a direcção x no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2

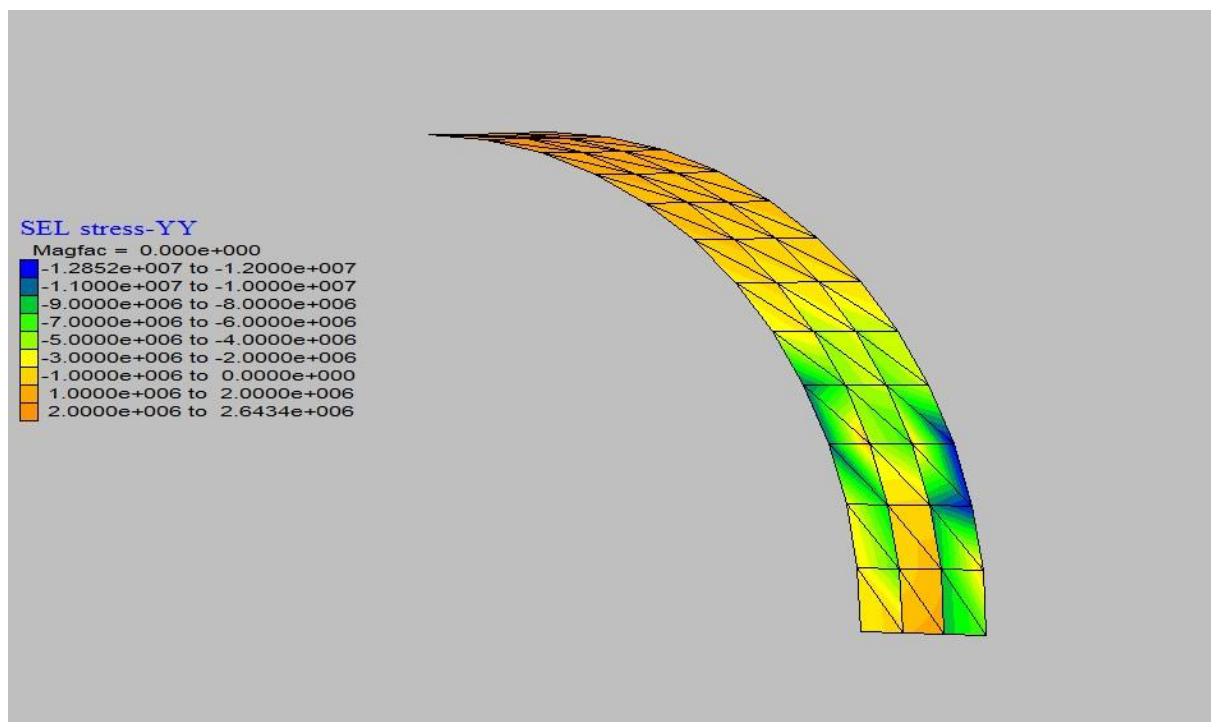


Fig.A.11 - Tensões segundo a direcção y no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2

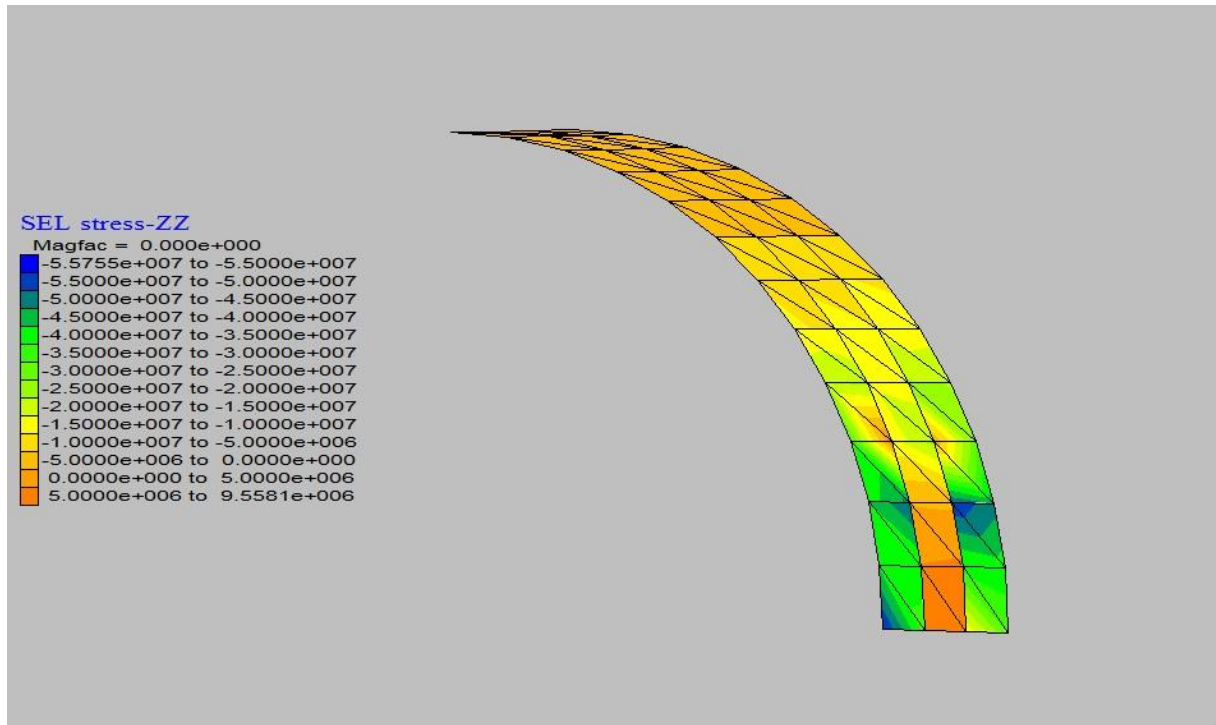


Fig.A.12 - Tensões segundo a direcção z no suporte primário para o modelo de rockburst com factor multiplicativo de 1,2